

Vol. 3, nº 1, 1998

Revista Internacional de

Ingeniería de estructuras

Editores

**Alex H. Barbat
Roberto Aguiar**

Revista semestral

Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat
ETS Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail: barbat@etsccpb.upc.es

Roberto Aguiar Falconí
Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Superior Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail: raguiar@espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

D. Andrade Játiva
Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

J. R. Casas
E.T.S. Ing. de Caminos, Canales
y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

J. Inaudi
E.E.R.C., University of
California at Berkeley
CA 94804, USA, y
ARCH Ingeniería
Córdoba, Argentina

M. N. Pavlović
Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

G. Ayala
Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacán
04510 México D.F., México

R. Danesi
Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional
de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

O. López
Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

J. Rodellar
E.T.S. Ing. de Caminos, Canales
y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n

L. M. Bozzo
CISMID
Universidad Nacional
de Ingeniería
28 Lima, Perú

J. C. De la Llera
Dpto. de Ingeniería Estructural
Univ. Católica de Chile
Vicuña Mackenna 4860
Casilla 306, Correo 22
Santiago, Chile

B. Luccioni
Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional
de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

S. E. Ruiz Gómez
Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacán
04510 México D.F., México

J. A. Canas
E.T.S. Ing. de Caminos, Canales,
y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

J. Grases
Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

R. Meli
Centro Nacional de
Prevención de Desastres
Ciudad Universitaria
Coyoacán
04510 México D.F., México

A. Segovia Gallegos
Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

O. D. Cardona
Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Apto. 4976
Bogotá, Colombia

J. E. Hurtado
Facultad de Ingeniería
Universidad Nacional
de Colombia, Aptdo. 137
Manizales, Colombia

S. Oller
E.T.S. Ing. de Caminos,
Canales y Puertos
Universidad Politécnica de
Cataluña, Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

R. E. Klingner
Phil M. Ferguson Professor
in Civil Engineering
University of Texas at Austin
Austin, Texas 78712, U.S.A.
e-mail: klingner@mail.utexas.edu

ISSN 1390-0315

©1998 ESPE, Quito, Ecuador

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

Sumario

Volumen 3, número 1, 1998

Comportamiento sísmico de puentes regulares <i>Esperanza Maldonado, Joan Ramon Casas y José Antonio Canas</i>	1
Un modelo constitutivo elastoplástico acoplado con daño mecánico e higrométrico. Aplicación a pavimentos flexibles <i>Eduardo Car, Sergio Oller y Eugenio Oñate</i>	19
Simulación de procesos de deterioro y refuerzo de estructuras de hormigón mediante modelos de análisis no lineal en el tiempo <i>Antonio R. Marí Bernat</i>	39
Estimación y aplicación de un modelo estocástico de la acción sísmica <i>Jorge E. Hurtado</i>	57
Los materiales compuestos en el refuerzo de puentes <i>M^a Dolores G. Pulido y Juan Sobrino</i>	75

Revista semestral de la Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador

ISSN 1390-0315

©1996 ESPE, Quito, Ecuador

Comportamiento sísmico de puentes regulares

Esperanza Maldonado

Escuela de Ingeniería Civil
Universidad Industrial de Santander
Carrera 27 calle 9, Bucaramanga, Colombia

Joan Ramon Casas

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Camales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Edificio C1, Campus Norte UPC
Grán Capitán s/n, 08034 Barcelona, España

José Antonio Canas

Instituto Geográfico Nacional, Madrid, España
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Camales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Edificio D2, Campus Norte UPC
Grán Capitán s/n, 08034 Barcelona, España

RESUMEN

Este trabajo es el resultado de varios estudios de puentes regulares de concreto. A través de ellos se trata de presentar en forma sencilla los caminos a tomar para plantear el problema sísmico de dichos puentes, partiendo de la modelación en el plano, con la correspondiente caracterización de las propiedades dinámicas, hasta tratar las distintas metodologías de solución a la respuesta sísmica del puente.

ABSTRACT

This work is the result of several studies of regular concrete bridges. Through those studies the aim is to present, in a simple way, the path to take in order to expose the seismic problems that affect these bridges, starting from a plane modeling, with their corresponding characterization of the dynamic properties, until trying different methodologies of solution regarding the response of a bridge.

1 INTRODUCCIÓN

Sismos como el de San Fernando de 1971 y el de Loma Prieta de 1989 causaron pérdidas importantes en los puentes, originando que los análisis del comportamiento del puente bajo posible amenaza sísmica se incentivaran y como consecuencia de esto, numerosas metodologías se han venido desarrollando para determinar el comportamiento sísmico de puentes en diferentes áreas.

Muchos de los aspectos involucrados en los nuevos códigos de puentes corresponden al resultado de trabajos experimentales y analíticos, desarrollados después de estos sismos. Sin embargo, algunas de las normativas tienen su origen en estudios de edificaciones y es de destacar la diferencia que pueden, y de hecho presentan, los puentes en comparación con las edificaciones en la respuesta ante movimientos sísmicos del terreno. Posteriormente sismos como el de Northridge de 1994 y el de Kobe de 1995 han resaltado aún más la importancia de profundizar en el estudio del comportamiento sísmico de puentes.

En este trabajo se presenta una forma sencilla de abarcar diferentes aspectos dentro del estudio del comportamiento sísmico de puentes, tales como la modelación a efectos dinámicos, la caracterización dinámica, es decir, la determinación de la rigidez, la masa y el amortiguamiento, el cálculo de los modos y periodos de vibración fundamental, y las diferentes metodologías de cálculo de la respuesta dinámica. El estudio está orientado a puentes regulares, esto es, aquéllos que no presentan variaciones abruptas o inusuales de masa, rigidez o geometría a lo largo de la estructura, y no cuentan con grandes diferencias de estos parámetros entre apoyos adyacentes, excepto en los estribos.

Por ser un estudio enfocado a puentes con estas características, el objetivo es presentar los diferentes aspectos de la manera más sencilla y aplicable con pequeñas herramientas computacionales. Es así como la modelación es planteada en el plano, diferenciando el comportamiento en las dos direcciones del puente, longitudinal y transversal. La respuesta de los puentes se estudia bajo comportamiento lineal, sin desconocer la importancia que puede tener el desarrollar análisis no lineales en puentes que así lo requieran (Elnashai, 1996). A su vez, el puente es considerado con sus componentes más elementales, no incluyendo el efecto de la interacción suelo estructura, la cimentación y el suelo de acercamiento de los estribos. Aspectos que dado el tipo de puentes pueden ser ignorados en un primer acercamiento a la solución dinámica, como una manera de simplificar el análisis.

En la realización de este trabajo ha servido como guía de desarrollo normativas como Seismic Design Guidelines for Highway Bridges del ATC-6 de 1986, Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges del AASHTO de 1983, Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes de 1984, Standard Specifications for Highway Bridges de la AASHTO de 1983 y 1994, y Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures ACI 343 R de 1988.

2 MODELACIÓN SÍSMICA DE PUENTES

El tipo de idealización que se utilice para determinar el modelo dinámico de un puente debe caracterizar lo mejor posible el comportamiento real del sismo, y a su vez debe permitir describir su respuesta ante el sismo.

El cálculo de la respuesta dinámica se efectúa utilizando un modelo matemático, que describa cuantitativamente las propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento del modelo dinámico. Si se admite la hipótesis de continuidad del material, y si se tienen en cuenta las diversas formas geométricas complejas que pueden tener la estructura, es obvio que definir las propiedades dinámicas mencionadas resulta complicado. Además, el calcular la respuesta dinámica de una estructura implica establecer dicha respuesta en cada uno de los puntos de la estructura, es decir en una cantidad infinita.

Luego, para facilitar el cálculo numérico de la respuesta se puede preestablecer un número finito de puntos para el cálculo de la respuesta. El número de desplazamientos en las diferentes direcciones en cada uno de los puntos corresponden a los grados de libertad que intervienen en el modelo matemático.

Cada uno de los grados de libertad describe simultáneamente propiedades de masa y de rigidez. Generalmente las propiedades de rigidez se describen por medio de grados de libertad localizados en los nodos donde se interconectan los elementos o donde existen juntas, no coincidiendo con

la estructura, pues se están describiendo con el mismo grado de libertad propiedades totalmente diferentes. Como solución a lo anterior se puede trasladar las propiedades de masa a los nodos donde se interconectan los elementos (García, 1980).

2.1 Ecuación de Movimiento

Para analizar el comportamiento sísmico, se inicia con el estudio de la ecuación de movimiento de un sistema muy sencillo, de un grado de libertad, para después ver lo que ha de suceder al modelar la estructura con varios grados de libertad.

Sistemas de un grado de libertad. Un sistema estructural simple se puede idealizar como una estructura de un grado de libertad, siendo un ejemplo el comportamiento longitudinal de un módulo de un puente, el cual se puede idealizar actuando independiente del resto de la estructura, ver figura 1.

En esta idealización se asume el diafragma, punto donde se concentra la masa, como un cuerpo rígido, mientras las columnas son flexibles a la deformación lateral pero rígidas en la dirección vertical.

Al existir un movimiento de la estructura de un grado de libertad debida a una excitación dinámica, en este caso producida por el movimiento inducido por un sismo sobre la base de la estructura, el desplazamiento importante sería el horizontal, u , de la masa respecto a la cimentación. En el momento que este desplazamiento sea diferente de cero, se presentan fuerzas de inercia, fuerzas de amortiguamiento y las fuerzas mecánicas correspondientes a las relaciones esfuerzo-deformación del elemento estructural, en el caso la pila. La fuerza de inercia depende de la aceleración absoluta de la masa, mientras que las fuerzas de amortiguamiento y las fuerzas mecánicas dependen respectivamente de la velocidad y el desplazamiento relativo al apoyo. Al plantear el equilibrio de estas fuerzas se establece la siguiente ecuación:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

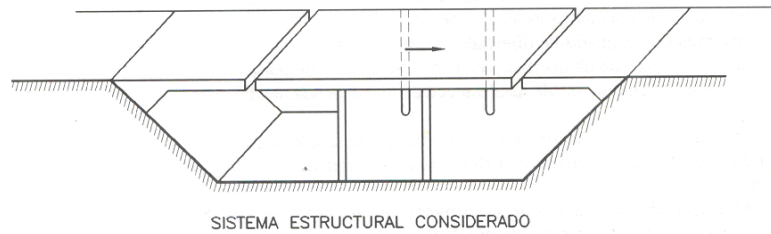
Donde u es el desplazamiento relativo, $\dot{u}$ la velocidad relativa, $\ddot{u}$ la aceleración relativa, m la masa del sistema, c el coeficiente de amortiguamiento, k la rigidez lateral de la estructura.

Sistemas de varios grados de libertad. Al estudiar los puentes como un sistema de varios grados de libertad, su idealización, como se muestra en la figura 2, se ve mas claramente al analizar la estructura bajo vibración transversal. La masa concentrada a nivel del tablero esta denotada por $m_1, m_2, \dots, m_n$, donde m_j es la masa correspondiente al nodo j , nodos determinados de acuerdo a la modelación deseada del puente. Las propiedades de rigidez de la estructura se caracterizan por rigideces laterales $k_1, k_2, \dots, k_n$, donde k_j es la rigidez lateral del nodo j (Chopra, 1980). La excitación en este caso es el movimiento inducido por el sismo en la base de la estructura. Suponiendo que el movimiento en el terreno solo producirá componentes horizontales.

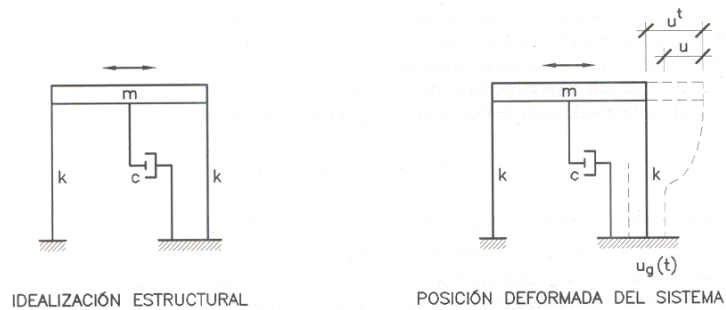
La ecuación de movimiento puede ser escrita en forma matricial como:

$$[m][\ddot{u}] + [c][\dot{u}] + [k][u] = -[m][\gamma][\ddot{u}_g(t)] \quad (2)$$

Donde $[u]$ es el desplazamiento relativo, $[\dot{u}]$ la velocidad relativa, $[\ddot{u}]$ la aceleración relativa, $[m]$ la masa del sistema, $[c]$ el coeficiente de amortiguamiento, $[k]$ la rigidez lateral de la estructura, $[\gamma]$ el vector de valores unitarios que definen la dirección de aplicación del sismo.

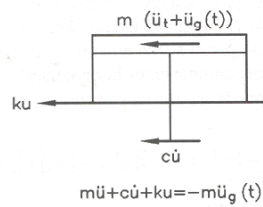


SISTEMA ESTRUCTURAL CONSIDERADO



IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL

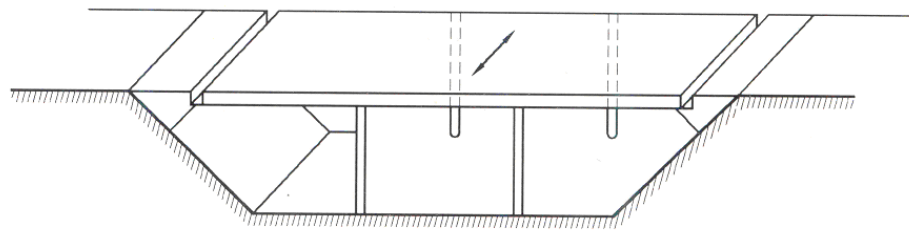
POSICIÓN DEFORMADA DEL SISTEMA



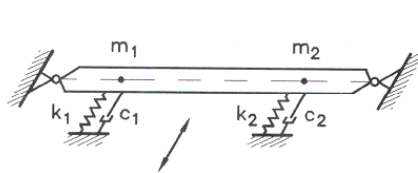
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

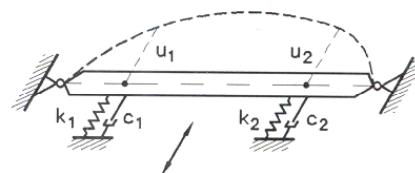
Figura 1. Sistema de un grado de libertad



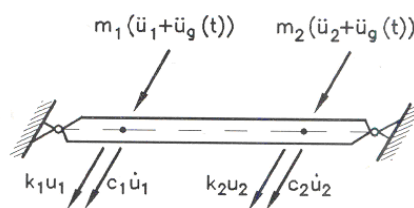
SISTEMA ESTRUCTURAL CONSIDERADO



IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL



POSICIÓN DEFORMADA DEL SISTEMA



$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

Figura 2. Sistema de varios grados de libertad

3 MODELACIÓN EN EL PLANO

Se debe resaltar, que dada la posible ocurrencia de la excitación sísmica en cualquier dirección respecto a los ejes del puente, es necesario considerar la vibración y sus efectos en las diversas direcciones de esté. Como mínimo deben considerarse la vibración longitudinal y la vibración transversal, las cuales son claramente identificables en puentes rectos y las que se definirían como la dirección de la cuerda que une los estribos, como la longitudinal, y la dirección normal a esta, la transversal en el caso de puentes curvos.

Este caso mínimo ocurre en puentes con geometría y distribución de masa y rigidez regulares, para los cuales se pueden esperar un desplazamiento de la vibración en las dos direcciones ortogonales, es decir una independencia que permitan vibrar longitudinalmente sin que haya movimiento transversal. Y el caso contrario, ocurre en puentes irregulares, donde la vibración induce acoplamiento entre las diferentes direcciones.

3.1 Comportamiento longitudinal

En puentes rectos y en menor medida en puentes curvos, la vibración longitudinal de la estructura está relacionada con la consideración del tablero como un diafragma que interconecta los elementos estructurales en los apoyos. El comportamiento longitudinal y la distribución de fuerzas dependen de la continuidad de la losa del tablero y/o de la ubicación de las juntas determinadas en el diseño. El diafragma se encarga de hacer que los elementos por él conectados operen como un conjunto; pudiéndose plantear para el caso dos sistemas ilustrados en la figura 3. El primero corresponde a un modelo donde existen juntas constructivas transversales. La junta se modela como una articulación, por lo cual se permite igualdad en los desplazamientos horizontales y verticales y, rotaciones diferentes en cada uno de los extremos de los elementos que conectan al nodo; impidiéndose la transmisión de momento entre vanos adyacentes. Los grados de libertad del modelo en cada nodo son tres, dos traslacionales y uno rotacional, excepto para los nodos donde hay articulaciones, donde además del traslacional cada extremo de elemento cuenta con un grado de libertad rotacional.

El segundo ejemplo se muestra a la derecha de la figura 3, un modelo de sistema de tablero continuo que cuenta con estribo no monolítico. Con columnas empotradas en sus extremos.

Las propiedades dinámicas de cada uno de los dos sistemas en manera muy resumida son presentadas a continuación:

Propiedades de Rigidez. La idealización estructural para el comportamiento longitudinal debe tomar en cuenta la rigidez aplicable de los elementos considerados. El tablero aporta las características de diafragma, por otro lado, de acuerdo a su rigidez relativa respecto a las pilas, puede generar un comportamiento de estructura de cortante, empotrando las pilas, o en el otro extremo no generar ninguna restricción a la rotación de la cabeza de ellas, con lo que éstas se comportan como elementos sin continuidad longitudinal de momentos.

De acuerdo al tipo de restricción que se asuma que la losa le hace a las columnas, deberá considerarse para cada una de ellas la rigidez. Para el caso doblemente empotrado ($12EI/L^3$), el caso con apoyo libre de rotar arriba ($3EI/L^3$) o algún intermedio, siendo E el módulo de elasticidad del material, I la inercia y L la longitud del elemento. La rigidez total del conjunto será la suma de las rigideces de los elementos que tienen desplazamientos común a causa del diafragma.

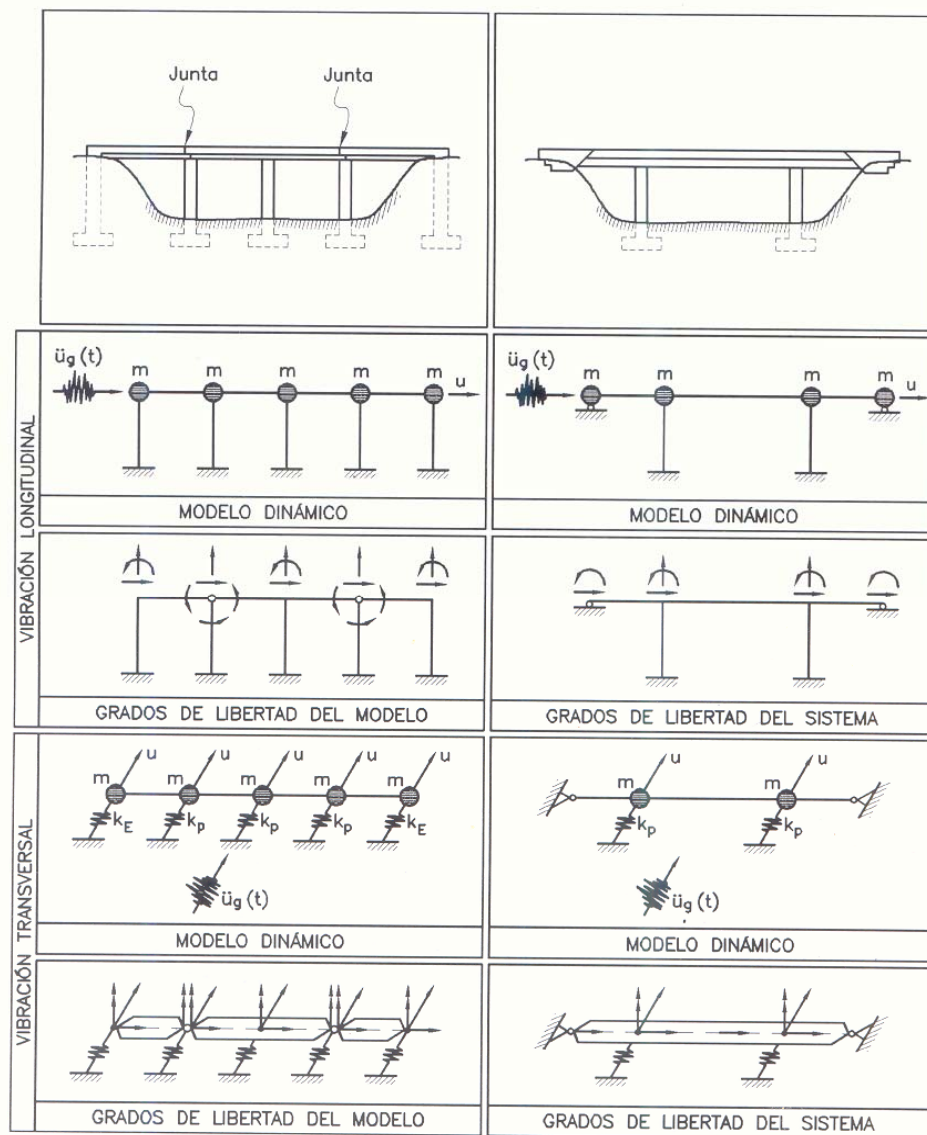


Figura 3. Ejemplos de puentes modelados en sentido longitudinal y transversal

En los casos donde se presentan juntas en la losa del tablero, los tramos que la contienen aportan rigideces correspondientes a su situación de elementos empotrados en un extremo y articulados en el otro.

De existir apoyo continuo en los estribos, su consideración implica tomar en cuenta la rigidez estructural del estribo. Por otro lado una idealización en la que no se considera el aporte del estribo a la rigidez longitudinal puede estar del lado seguro para el diseño de las pilas. En este caso, sin embargo, no puede olvidarse el efecto en el estribo, quien en realidad si va a recibir la carga longitudinal de existir el apoyo. Los resultados presentados en trabajos como los de Goel (1996) muestran que la rigidez de los estribos pueden ser significativamente diferentes durante las distintas etapas del sismo, mostrando un notorio decrecimiento a medida que las deformaciones aumentan.

El empuje del terreno para la idealización longitudinal simple, puede ser ignorada. Sin embargo no se desconoce conclusiones como las expuestas en trabajos como los de McCallen *et al.* (1994) donde predicen las características de la vibración natural del sistema de puentes indicando que el sistema natural de vibraciones es sensible tanto a la rigidez como a la inercia de los terraplenes del suelo.

Propiedad de la Masa. La masa asociada al movimiento longitudinal es el correspondiente a la carga muerta de la fracción del tablero que ha sido identificada como el diafragma, sumando parte de la masa de la infraestructura correspondiente.

No es común considerar la masa asociada a la carga viva, esto sólo se haría en el caso de grandes proyectos viales en los cuales sea el caso común contar con un uso pleno y continuo de la capacidad del puente (Bernal, 1985).

Propiedad de amortiguamiento. Las propiedades de masa y de rigidez pueden ser calculadas en función de la forma y tamaño de los elementos estructurales, siendo imposible calcular de esta misma forma el amortiguamiento. En general al no ser posible el cuantificar la energía local de los mecanismos de disipación, la matriz de amortiguamiento se expresa en función de la relación de amortiguamiento, obtenidas por experiencias en estructuras similares.

Para el caso de los puentes analizados se tomo un amortiguamiento del 5%. Trabajos como los realizados por McCallen *et al.* (1994) demuestran que niveles altos de amortiguamiento deben ser utilizados en un modelo sencillo lineal elástico con la finalidad de encontrar precisión en la respuesta sísmica del puente.

3.2 Comportamiento transversal

En la idealización estructural de un puente sometido a una vibración transversal, el tablero es modelado como una viga apoyada sobre elementos flexibles, modelados como resortes. En estos resortes ubicados en los apoyos, se representa la contribución de la subestructura al desplazamiento transversal. De esta forma, se logra involucrar la continuidad de la superestructura y distribuir la carga sísmica transversal en todos los elementos estructurales del puente de acuerdo con su rigidez. Los ejemplos idealizados para la vibración longitudinal, son también modelados para la vibración transversal.

En el sistema continuo el comportamiento transversal es presentado en la figura 3, a la derecha. Los resortes se ubican en los puntos de conexión de pilas y estribos si éstos se están considerado. A cada nodo se le asignan tres grados de libertad, dos traslacionales y uno rotacional. En la idealización se puede eliminar los grados de libertad en la dirección longitudinal, despreciando de esta forma las deformaciones axiales en el tablero.

En la figura 4 se muestra un modelo de ejemplo la idealización de elementos de la subestructura. La pila corresponde a un sistema de columnas empotradas a la viga cabezal y el estribo a un muro.

El modelo de la izquierda en la figura 3, en los puntos donde se encuentran ubicadas las juntas, se colocan articulaciones. Es de escogencia arbitraria el número de nodos al modelar el sistema. Sin embargo es de común uso el considerar además de los puntos de conexión de elementos y puntos de juntas el adicionar modos cada tercio de luz, como mínimo.

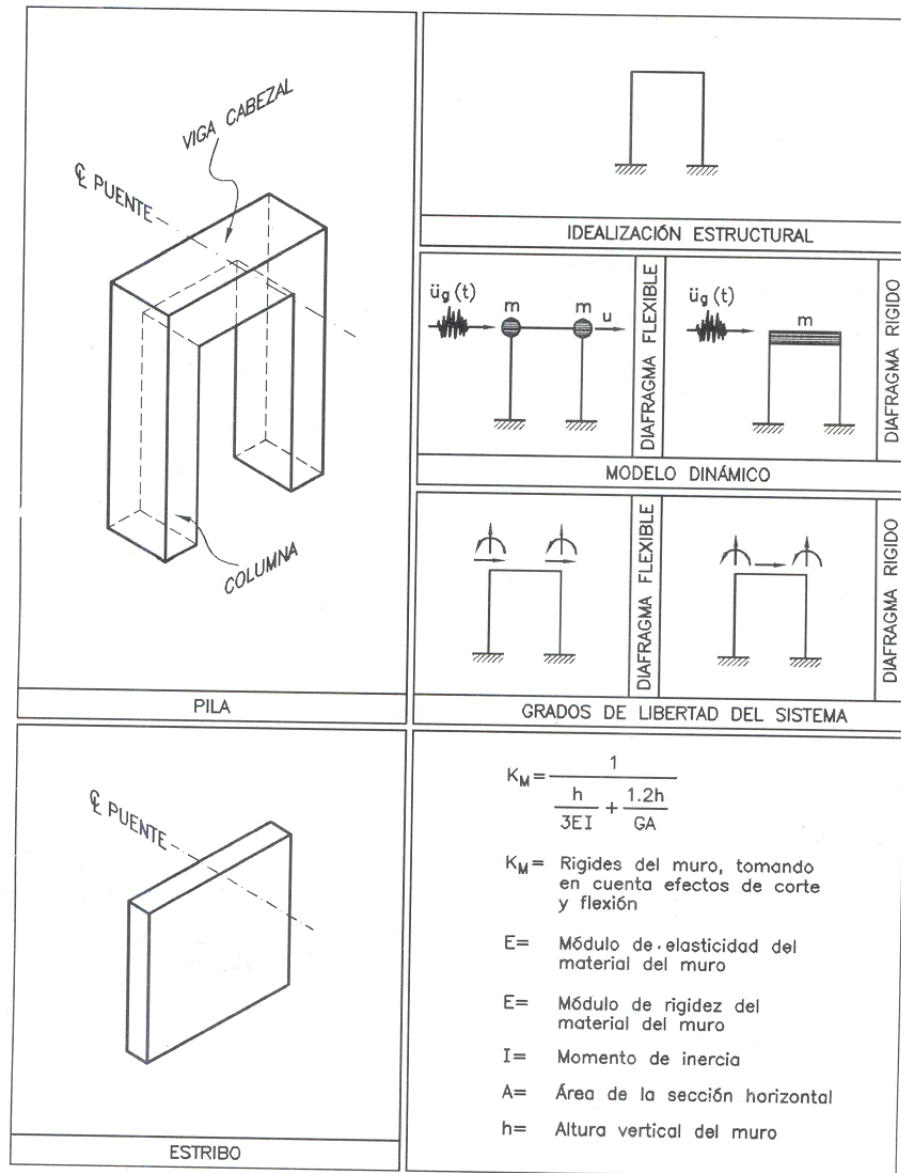


Figura 4. Modelación de elementos de la subestructura

Las propiedades dinámicas de cada uno de los dos sistemas de manera muy resumida son presentadas a continuación:

Propiedades de Rigidez. La idealización estructural para la vibración transversal debe estimar la rigidez de todos los elementos, por lo cual la rigidez de los resortes corresponde a la rigidez al desplazamiento en la dirección transversal de las pilas y de los estribos en el caso que se tengan en cuenta.

Esta rigidez puede determinarse empleando cualquier programa general de análisis matricial, que permita evaluar pórticos. En el caso de estribos tipo muro, la rigidez puede ser determinada en la forma presentada en la figura 4 (García, 1980).

El tablero contribuye con las características de rigidez de una viga en cada tramo de luz. De existir apoyo continuo en los estribos, su consideración implica tener en cuenta rigidez estructural del estribo. En los casos donde la juntas están presentes, se deben tomar en consideración para su aporte en la rigidez transversal, la condición de elemento empotrado en un extremo y articulado en el extremo opuesto.

La falla de los diafragmas debilitan la rigidez transversal y la estabilidad de las vigas principales influyendo en el normal funcionamiento del puente. Los resultados, de la investigación de Xizhu, Chen y Rong (1996), indican que las fuerzas internas y las deformaciones del diafragma son controladas por la vibración a flexión transversal de las vigas principales del puente, y que una parte parcial de diafragma puede alcanzar la plasticidad mientras las pilas están aún en estado elástico cuando se tiene una intensidad de sismo alta. Además, resalta como los efectos de las pilas sobre las fuerzas del diafragma principalmente pueden ocurrir en la vibración transversal.

Propiedades de Masa. La masa asociada a la vibración transversal es la correspondiente a la carga muerta del tablero idealizado como viga. Al igual que en el análisis del movimiento longitudinal, el aporte por carga viva solo ha de tomarse para proyectos que así lo justifiquen.

Propiedad de amortiguamiento. Se le ha dado el mismo tratamiento que en la dirección longitudinal.

4 EJEMPLO DE MODELACIÓN EN EL PLANO

Se presentan a continuación un ejemplo de un puente vehicular, donde en forma descriptiva e ilustrativa se modela su comportamiento ante efectos sísmicos.

Ejemplo. Puente de hormigón armado para una vía vehicular sobre el Río Fonce (Maldonado, 1995), compuesto de seis pórticos de hormigón armado configurados longitudinalmente, tres al inicio y tres al final, conectados por tres vigas presforzadas de sección en I. Los pórticos transversales se encuentran interconectados por una viga, ver figura 5.

El sistema estructural corresponde a un puente configurado por pórticos y vigas preforzadas simplemente apoyadas a los extremos voladizos de las vigas de los pórticos. La superestructura conformada por las vigas de los pórticos, las tres vigas presforzadas y la losa. La infraestructura, la constituye las columnas de los pórticos, los estribos en los extremos y sus correspondientes sistemas de cimentación.

La modelación longitudinal, corresponde a un pórtico plano, donde la viga lo conforman las vigas de los pórticos, el tablero y las vigas presforzadas; y las columnas, los elementos que constituyen las columnas de los pórticos, ver figura 6a.

Los puntos de conexión del diafragma con los estribos fueron modelados de diferentes maneras, como apoyos fijo-fijo, fijo-articulado, articulado-articulado e incorporación de los estribos. Finalmente los resultados mostraron (Maldonado, 1995) que el puente representaba un comportamiento más real asumiendo la contribución de los estribos y tomando los puntos de conexión como nodos articulados.

El puente en la modelación transversal, trabaja la superestructura como una viga apoyada en elementos flexibles. Estos elementos flexibles se ubican en los puntos de conexión de estribos y las columnas, ver figura 6b.

Los pórticos transversales formados por una viga y las tres columnas es modelada como un pórtico plano, y representan a cada uno de los resortes del modelo transversal, ver figura 6c. La rigidez de los estribos, a su vez, también fue tomada en cuenta en esta dirección.

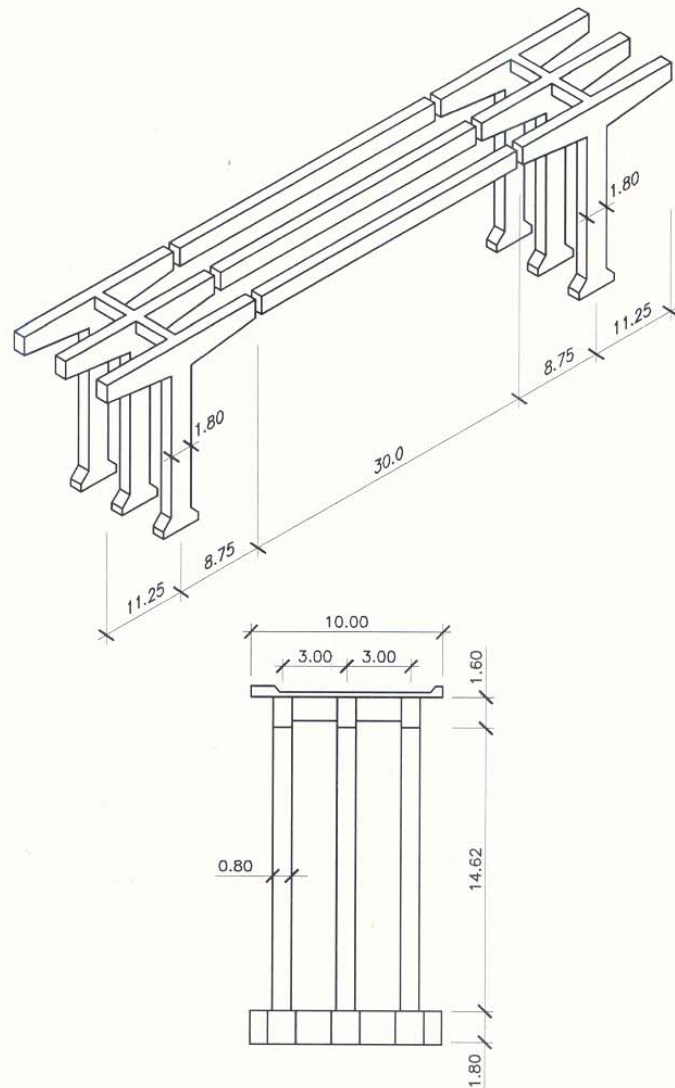


Figura 5. Puente carretable sobre el río Fonce (Colombia)

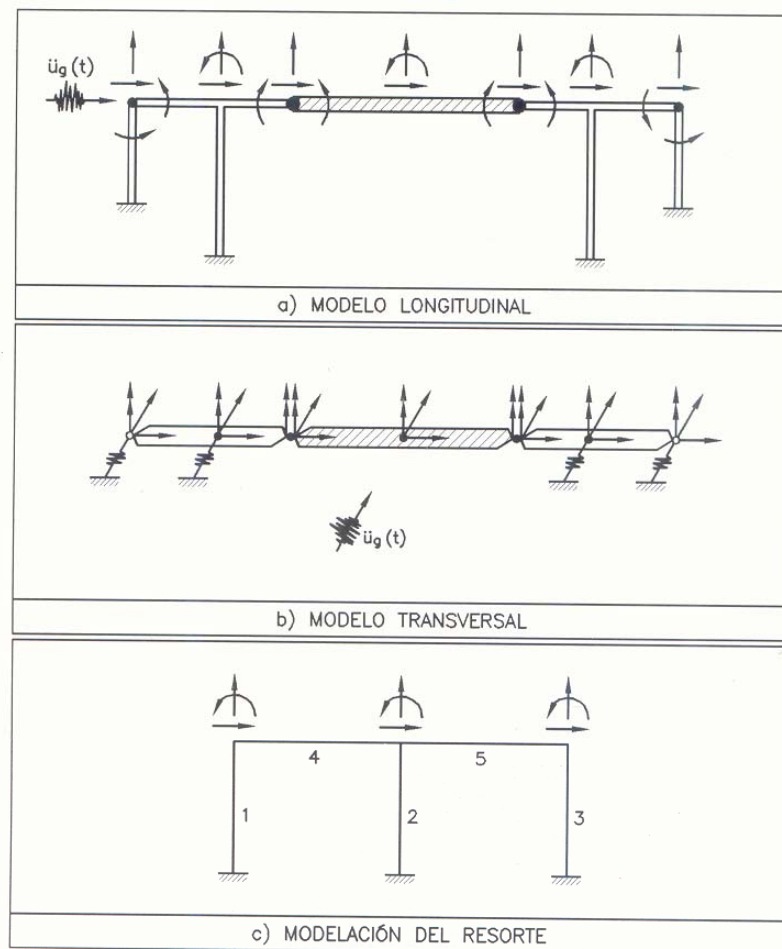


Figura 6. Modelación estructural del puente sobre el río Fonce

5 MODOS DE VIBRACIÓN Y PERIODOS FUNDAMENTALES

En la tabla 1 se presenta un resumen de los periodos de vibración del ejemplo anteriormente planteado y de algunos mas realizados (Maldonado, 1991, 1995), modelados en el plano para la vibración longitudinal y para la dirección transversal. En algunos casos, a su vez, son comparados con modelos tridimensionales.

Los períodos en las dos direcciones fueron calculados siguiendo programas como CAL-86, SEISAB, o SAP90. El tipo de puente 1 se trabajo con SAP90 bajo un modelo tridimensional y con el método aproximado de la fuerza estáticamente equivalente; los resultados fueron muy similares. El puente 2 fue analizado con el programa CAL-86. Los puentes 3 y 4 con el método aproximado y los puentes 5 y 6 se trabajaron con las metodologías de análisis dinámico mediante CAL-86 y SEISAB respectivamente, y un segundo resultado de periodos se calculo utilizando la formulación de Rayleigh (ATC-6, 1986).

La formulación de Rayleigh considera los siguientes aspectos:

1. Formulación del modelo de parámetros generalizados de un grado de libertad del puente en consideración.
2. Obtenida la modelación de la estructura, se aplica una carga distribuida unitaria por unidad de longitud, P_0 y la deflexión resultante $v_s(x)$ es determinada.
3. Se calculan α, β, γ por las expresiones:

$$\alpha = \int v_s(x) dx \quad (3)$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \quad (4)$$

$$\gamma = \int w(x) v_s(x)^2 dx \quad (5)$$

Donde, $w(x)$ es el peso por unidad de longitud, y los factores α, β, γ en unidades de longitud al cuadrado, fuerza por longitud y fuerza por longitud al cuadrado, respectivamente; de esta manera se llega al valor del periodo T :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \quad (6)$$

Siendo, g la gravedad.

En los valores de la tabla 1 se utilizó el espectro de diseño elástico del Código Colombiano de Construcciones Sismoresistentes (1984). La última columna de dicha tabla equivale al tipo de metodología utilizada para hallar los valores mencionados. En el siguiente numeral se comentaran dichas metodologías.

6 PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS SISMICO DE PUENTES

Estudiado el problema de idealización del sistema ante el efecto sísmico, definido el sismo de entrada en la modelación (acelerogramas o espectros elásticos de diseño), se vuelve a la incertidumbre de la metodología apropiada a utilizar para evaluar el comportamiento dinámico de un puente ante la acción de un terremoto.

Diferentes metodologías se pueden emplear dependiendo de la complejidad de la estructura y del grado de exactitud de la respuesta esperada. Algunas de estas metodologías enunciadas se describen a continuación:

Análisis Dinámico con Sismos Reales o Sintéticos. Definidas las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento de la estructura y la aceleración del terreno debida al sismo, la respuesta de desplazamiento de la estructura puede estar determinada por la solución a la ecuación del movimiento.

Para un sistema de nodos, esta ecuación contiene n ecuaciones diferenciales con n desplazamiento desconocidos $u_j(t)$, $j = 1, 2, \dots, n$. De aquí que al resolverse simultáneamente se tenga que contar con métodos computacionales.

Sin embargo la solución simultánea se puede omitir utilizando métodos modales o métodos de superposición de modos, "Análisis Modal". Estos métodos generalmente son aplicables a análisis de repuesta dinámica en estructuras complejas en el rango elástico, en particular para análisis de fuerza y desplazamientos de sistemas de varios grados de libertad producidos por vibraciones de intensidad media, los cuales causan respuestas esencialmente lineales.

Otros métodos de solución a la ecuación de movimiento de un sistema dinámico, además del análisis modal el cual es el más utilizado en problemas lineales, son análisis en el campo complejo

de la frecuencia y, la resolución directa de las ecuaciones del movimiento mediante técnicas de integración paso a paso (Barbat *et al.* 1994).

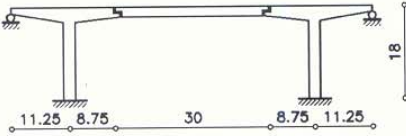
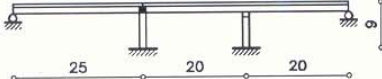
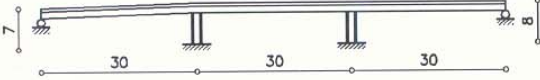
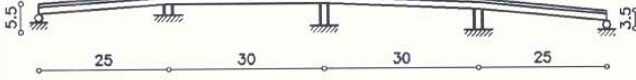
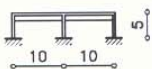
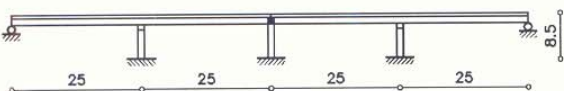
SECCION LONGITUDINAL	SECCION TRANSVERSAL	Periodo (seg.)		METODOLOGIA
		Long.	Trans.	
1-PUENTE VEHICULAR  SISTEMA PORTICO-VIGA PRESFORZADA		0.58	2.19	ANALISIS DINAMICO
		0.58	2.20	APROXIMADO F.E.E
2-INTERCAMBIADOR  PRIMER TRAMO CURVO. SEGUNDO TRAMO CONTINUO SOBRE PILA APORTICADA		1.19	0.32	ANALISIS DINAMICO
3-INTERCAMBIADOR  VIGA-CAJON. PILA AISLADA DE SECCION VARIABLE		0.495	0.565	APROXIMADO F.E.E
4-INTERCAMBIADOR  VIGA-CAJON. PILA AISLADA DE SECCION VARIABLE		0.265	0.40	APROXIMADO F.E.E
5-PUENTE PEATONAL  VIGA-LOSA. PILA APORTICADA		0.33	0.16	ANALISIS DINAMICO
		0.38	0.165	APROXIMADO F.E.E
6-PUENTE VEHICULAR  VIGA-LOSA. PILA APORTICADA		0.59	0.34	ANALISIS DINAMICO
		0.59	0.36	APROXIMADO F.E.E

Tabla 1. Periodos fundamentales para algunos puentes típicos

Análisis Dinámico con Espectros de Diseño. En los casos donde no se puedan utilizar las simplificaciones propias de los métodos estáticos equivalentes o cuando no se cuentan con registros de sismos bien sean reales o artificiales, es necesario recurrir a métodos dinámicos utilizando espectros de diseño elástico. Está es el caso, cuando se presenta la posibilidad de ocurrencia de dos o más modos de vibración con peso relativo similar o cuando la geometría es tal que existe acoplamiento entre las direcciones principales del movimiento. En estas situaciones es imposible establecer un desplazamiento único que defina el movimiento de la estructura, lo cual hace necesario el utilizar varios modos.

El método modal provee resultados exactos cuando se utilizan historias de respuestas dinámicas durante un sismo y resultados máximos estimativos al adoptarse a espectros de respuesta.

Análisis con Fuerzas Estáticas Equivalentes. La contribución de los diferentes modos de vibración en los desplazamientos y fuerzas laterales dependen de varios factores, incluyendo la forma del espectro de respuesta, y sus modos de vibración natural. Sin embargo, generalmente la contribución del primer modo, el fundamental, es mayor en comparación con los otros modos. Razón por la cual una buena aproximación a la respuesta es utilizar las respuestas del primer modo, siendo equivalente esto al “Análisis con fuerzas estáticas equivalentes”. Este método puede ser utilizado para movimientos sísmicos longitudinales y transversales, y desde el punto de vista de dinámica estructural, se reduce a un problema estático después de que se introducen las fuerzas inerciales; pudiendo ser usado para puentes tanto continuos como discontinuos regulares, que responden predominantemente en el primer modo de vibración, con condiciones de fronteras en estribos y con pilas intermedias.

La determinación de la fuerza estática equivalente se puede desarrollar a partir del calculo del período por la formulación de Rayleigh, anteriormente expuesto. Con el periodo así obtenido se evalúa el coeficiente sísmico, C_s , en los espectros de respuesta, y con él se determina la fuerza sísmica estática equivalente $P_0(x)$. La cual representa el primer modo de vibración:

$$P_0(x) = \frac{\beta C_s}{\gamma} w(x) v_s(x) \quad (7)$$

Luego se aplica la carga $P_0(x)$, como una fuerza estática, sobre la estructura y se determinan las fuerzas y desplazamientos en cada miembro.

En la tabla 1, la última columna corresponde a la metodología utilizada en cada puente para el calculo de su respuesta sísmica. Los análisis dinámicos con modelos tridimensionales se realizaron con SAP90 y SEISAB en los puentes 1 y 6, y los restantes análisis dinámicos se desarrollaron con CAL-86 utilizando modelos en el plano, es el caso del puente 2 y 5. Para los restantes casos se empleó el método aproximado.

7 CONCLUSIONES

A continuación se resaltan algunos puntos o ideas que marcan en forma significativa el comportamiento sísmico en el plano horizontal de puentes regulares, y los cuales, fueron deducidos del estudio anteriormente expuesto:

- El tipo de idealización que se utilice para determinar el modelo dinámico de un puente, debe permitir describir lo mejor posible su respuesta ante el sismo. El independizar la idealización ante el comportamiento longitudinal y transversal en puentes regulares es una simplificación factible y sencilla de aplicar, que muestra un buen acercamiento a la respuesta bajo modelación espacial. Un ejemplo el cual ilustra esta conclusión se ve en la tabla 1 con los puentes 1 y 6 y mas claramente en los resultados a nivel de fuerzas expuestas en el trabajo de Maldonado (1991).

- La cantidad de nodos a considerar en los modelos longitudinal y transversal esta en función de la exactitud deseada en la respuesta, y a su vez, en las condiciones mismas que el puente por su geometría y rigidez le impongan. Es así, como en el modelo longitudinal no necesariamente solo se deben considerar nodos los puntos de interconexión de los elementos o la existencia de juntas. Entre 'estos deben colocarse más nodos con sus correspondientes valores de propiedades dinámicas.
- Los apoyos elastoméricos, bastante comunes en puentes regulares, pueden ser modelados como resortes con rigideces equivalentes a sus características (Mena, 1995), en este trabajo todos los apoyos en general fueron modelados como nodos especiales con condiciones de desplazamiento, dado las restricciones impuestas.
- La formulación de Rayleigh para la determinación del período fundamental en los puentes regulares deja ver una buena aproximación en comparación con los valores obtenidos por otros métodos. Esto se muestra en tabla 1, donde los valores de periodos para los puentes 1, 3 y 4 fueron calculados por CAL-86 y comparados con los obtenidos mediante la formulación de Rayleigh.
- Para puentes regulares la metodología de la Fuerza Estática Equivalente ofrece una primera aproximación a la respuesta ante el movimiento sísmico. Si se desea conocer la respuesta en los modos de vibración diferentes al fundamental el método modal utilizando espectros de diseño elástico ofrece una buena alternativa.
- Una combinación de fuerzas sísmicas ortogonales es usada para considerar la incertidumbre de la acción del sismo y la simultaneidad de ocurrencia de las fuerzas en las dos direcciones horizontales ortogonales. Las fuerzas y momentos sísmicos elásticos resultantes en las dos direcciones serán los máximos de la combinación de dos casos de carga: la primera combinación es considerando el 100% de los valores absolutos obtenidos en fuerzas y momentos en la dirección longitudinal y el 30% en la dirección transversal y, el segundo caso de carga es tomando el 30% de los valores obtenidos en la dirección longitudinal y el 100% en la dirección transversal. Los máximos obtenidos de los dos casos de carga serán las fuerzas y momento de diseño. Esta combinación de carga propuesta por el ATC-6 se asumió como acertada, al dar valores cercanos a los obtenidos bajo un análisis tridimensional (Maldonado, 1991).

AGRADECIMIENTOS

Agradezco toda la dedicación e interés prestado por parte del profesor Luis Enrique García en la realización de buena parte de las bases de este trabajo.

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por la CICYT (Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología) proyecto PB96-0996, por la Commission of the European Communities, por la Subdirección General de Promoción del Conocimiento, proyecto PB96-UI34-C04-03, por la Dirección General de Enseñanza Superior del Ministerio de Educación y Cultura Español, proyecto PB95-0769 y, por una beca MUTIS de la AECI (Agencia Española de Cooperación Iberoamericana) del primer autor.

REFERENCIAS

- American Concrete Institute (1988). *Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures*, ACI 343 R.
- Applied Technology Council (1986). *Seismic Design Guidelines for Highway Bridges*. ATC-6.
- Barbat, A. H. y Canet, J. M. (1994). *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas. Cálculo por ordenador*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería : Barcelona.
- Bernal, C. (1985). Consideraciones Sísmicas en el Análisis y Diseño de Estructuras Viales, *Cuarto Seminario Nacional de Ingeniería Sísmica*, Universidad de los Andes, Santafé de Bogotá.
- Chopra, A. K. (1980). *Dynamics of Structures*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
- Computers & Structures INC. (1994). SAP90, A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures. *Bridge Analysis Users Manual*.
- Elnashai, A.S. (1996). "Inelastic Analysis of RC Bridges and Applications to Recent Earthquake", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, **1842**.
- García, L.E. (1980). *Notas de Análisis Matricial y Análisis Dinámico*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de los Andes, Santafé de Bogotá.
- Goel, R. K. (1996). "Bridge Abutment Stiffness during Earthquake". *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, **1315**.
- Imbsen, R.A., Lea, J., Kaliakim, V.N., Perano, K. J., Gates, J.H., Perano, S.L.(1988). *SEISAB-I User Manual, versión 1.3.3*. Engineering Computer Corporation.
- Maldonado, E. (1991). *Análisis Dinámico de Puentes*, Tesis de Master, Universidad de Los Andes, Santafé de Bogotá.
- Maldonado, E. (1991). "Análisis Dinámico de Puentes", *Novenas Jornadas Estructurales*, Sociedad Colombiana de Ingenieros, Santafé de Bogotá.
- Maldonado, E. (1995). "Análisis Sísmico de Puentes : Caso del puentes sobre el Río Fonce". *Jornada de Diseño y Construcción de Puentes*, Sociedad Santandereana de Ingenieros, Bucaramanga.
- McCallen, D. B., Romstad, M. (1994). "Dynamic Analyses of a Skewed Short-span, Box-girder Overpass", *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Center University of California, **10 (4)**, 724-755.
- Mena, H. U. (1995). *Comportamiento Sísmico de Puentes de Concreto con Apoyos Elastoméricos*, Tesis de Maestría en Estructuras, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Ministerio de Obras Públicas y Transporte (1984). *Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistente*, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santafé de Bogotá.
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural, Teoría y Cálculo*, Reverté, S.A., Barcelona.
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (1983). *Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges*, Washington D.C.
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (1983). *Standard Specifications for Highway Bridges*, Washington D.C.
- The American Association of State Highway and Transportation Officials (1994). *Standard Specifications for Highway Bridges*, Washington D.C.
- Wilson, E. L. y Habibullah, A. (1994). SAP90, A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures, Bridge Analysis Users Manual, Computers & Structures INC.
- Wilson, E. L. (1986). *CAL-86 Computer Assisted Learning Structural Analysis and the CAL/SAP Development System*, Universidad de California, Berkeley.

Xizhu, X., Chen, X. y Rong, Z. (1996). "Seismic Behavior of Diaphragms in RC Bridge", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 11 WCEE, México, **118**.

Un modelo constitutivo elastoplástico acoplado con daño mecánico e higrométrico. Aplicación a pavimentos flexibles

Eduardo Car

Sergio Oller

Eugenio Oñate

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Edificio C1, Campus Norte UPC
Grán Capitán s/n, 08034 Barcelona, España
email: car@cimne.upc.es.

RESUMEN

Este trabajo describe un modelo elastoplástico acoplado con un modelo de daño mecánico e higrométrico que permite simular numéricamente materiales compuestos. El modelo se basa en la teoría de mezclas de sustancias básicas y permite evaluar el comportamiento interdependiente de los distintos materiales que conforman el compuesto. La simulación numérica de pavimentos flexibles es una de las aplicaciones numéricas de este modelo. Se presenta una corrección a la teoría de mezclas que permite tener en cuenta el efecto de tamaño pequeño. Este modelo se ha utilizado para simular numéricamente un ensayo típico para proyecto de mezclas en pavimentos flexibles.

ABSTRACT

The paper describes a hygro-damage-plastic constitutive model appropriate for numerical simulation of matrix composite material. The road pavement material is the particular application of this model. The theory is based on the mixture of the basic substances of the composite and allows evaluating the inter-dependence between the constitutive models of the different compounding. A simple modification of the classical mixing theory is presented for

the evaluation of the bulk composite materials with aggregate of particles, as road pavement. Some examples of application are given.

1 INTRODUCCIÓN

En este trabajo se presenta un modelo constitutivo basado en la teoría de mezclas para la simulación del comportamiento no-lineal de materiales de matriz compuesta, especialmente orientado a materiales de pavimentos flexibles, compuestos de matriz bituminosa y agregado pétreo, sometidos a cargas y degradación por humedad. También se incluye en la teoría de mezclas, una formulación básica para tratar la relación de aspecto de los granos del agregado pétreo. La ventaja de la formulación que se describe a continuación, reside en la potencialidad de poder tratar el material compuesto como la combinación de los distintos materiales simples que lo componen y luego incluir esta estructura de trabajo dentro de la técnica de los elementos finitos.

A continuación se describe la teoría de mezclas para un material degradable y plastificable, bajo la influencia de efectos de humedad. Luego se presenta una modificación de esta teoría para tener en cuenta la influencia del tamaño y forma de las partículas que conforman la matriz y por último se presentan distintos resultados que derivan de su aplicación a mezclas bituminosas para pavimentos.

2 TEORÍA DE MEZCLAS DE SUBSTANCIAS

La teoría de mezclas clásica esta basada en la combinación e interacción de las sustancias básicas que conforman el compuesto (Green and Naghdi, 1965) (Trusdell and Toupin, 1960) (Ortiz and Popov, 1982) (Oller et al., 1994). Se considera que en cada punto material en análisis, participan todas las sustancias componentes a la vez y cada una de ellas con su propia ley constitutiva y en la proporción de volumen asignada. Esto permite combinar materiales con comportamientos diferenciados, donde cada uno de ellos presenta un comportamiento evolutivo gobernado por sus propias leyes.

Una característica básica de la teoría de mezclas es que la deformación total en un punto ϵ_{ij} es la misma para todos los componentes del compuesto, presentando la siguiente ecuación de cierre o compatibilidad:

$$\epsilon_{ij} \equiv (\epsilon_{ij})_1 = (\epsilon_{ij})_2 = \dots = (\epsilon_{ij})_n \quad (1)$$

Esta hipótesis vale rigurosamente sólo si se aplica la teoría de mezclas para materiales con comportamiento en paralelo, ej.: matriz con fibras largas, hormi-gón armado, etc. En el caso de matriz con fibras cortas o matriz compuesta con agregados pétreos etc. es necesario definir otra ecuación de cierre (Oller et al., 1995). Otra alternativa para tratar materiales de matriz compuesta, es realizar una corrección en las propiedades de cada componente y mantener la ecuación de cierre (ec.1).

Los materiales compuestos que cumplen con la ec.1, satisfacen también la condición básica de la aditividad de la energía libre de sus componentes (Trusdell and Toupin, 1960). Esto es:

$$m^0 \Psi(E_{ij}^e, h, p^m) = m^0 \Psi(E_{ij}, h, p^m, E_{ij}^p) =$$

$$= \sum_{c=1}^n k_c m_c^0 \Psi_c \left(E_{ij}, h, p_c^m \left(E_{ij}^p \right)_c \right) \quad (2)$$

donde Ψ_c es la energía libre correspondiente a cada una de las "n" sustancias componentes de la mezcla, $k_c = \frac{dV_c}{dV}$ y $p_c^m = (\alpha^p + d)_c$ son la fracción de volumen y las variables internas del componente $c^{ésimo}$, donde α^p conforma el grupo de variables internas plásticas, $d = \int_0^t (\dot{d}_{mec} + \dot{d}_h) dt$ la variable interna de daño producida por la evolución del proceso mecánico e higrométrico y h es la variable libre que contempla el contenido de humedad medido en peso. Todas estas variables corresponden a cada uno de los materiales que forman el compuesto.

La definición de la tensión para el compuesto S_{ij} se obtiene a partir de la formulación del modelo hiperelástico garantizando la condición de disipación del segundo Principio de la Termodinámica (Malvern, 1969). Esto es:

$$\begin{aligned} S_{ij} &= m^0 \frac{\partial \Psi}{\partial E_{ij}} = \sum_{c=1}^n k_c m_c^0 \frac{\partial \Psi_c}{\partial E_{ij}} = \\ &= \sum_{c=1}^n k_c m_c^0 (S_{ij})_c = \sum_{c=1}^n k_c m_c^0 (C_{ijkl}(h, d))_c (E_{kl}^e)_c \end{aligned} \quad (3)$$

y el tensor tangente del compuesto, resulta:

$$C_{ijkl}^T = m^0 \frac{\partial^2 \Psi}{\partial E_{ij} \otimes \partial E_{kl}} = \sum_{c=1}^n k_c m_c^0 (C_{ijkl}^T)_c \quad (4)$$

donde C_{ijkl}^T representa el tensor constitutivo tangente para el componente $c^{ésimo}$.

2.1 MODELO CONSTITUTIVO DE UN SIMPLE MATERIAL COMPONENTE

Cada sustancia básica incorporada dentro de la teoría de mezclas puede seguir cualquier ley constitutiva. El caso particular aquí tratado sigue una ley constitutiva elastoplástica con daño (degradación de rigidez), producido por efectos mecánicos y/o higrométricos. Esto significa que la evolución de la tensión depende de la *variable libre de deformación* E de la *humedad del componente* h y del grupo de *variables internas plásticas* α^p y de *daño* d .

El modelo constitutivo que aquí se describe tiene capacidad para simular el comportamiento de materiales inelásticos. En este caso particular, se tratará aquellos materiales elastoplásticos (fenómeno de acumulación de deformación permanente) con daño (fenómeno de degradación de rigidez) bajo efectos de carga y humedad.

A continuación, se presenta la ley evolutiva tensión-deformación para cada componente. Con el objetivo de una simplificación en los índices, se suprimirá el sub-índice "c". No obstante, adviértase que cada variable se refiere a la propiedad de una de las sustancias que forman el compuesto.

2.2 MODELO ELASTOPLÁSTICO CON DAÑO

El modelo constitutivo que aquí se describe brevemente, corresponde al denominado "Modelo de Daño Plástico", publicado por (Lubliner et al., 1989), ampliado en Oller et al. (1990) con una posterior mejora en el acoplamiento entre el daño y la plasticidad, realizado por (Luccioni et al., 1996). El modelo se basa en la hipótesis de aditividad de la energía libre entre la parte elástica Ψ^e y la plástica Ψ^p . Esto es:

$$\Psi = \Psi^e(E_{ij}, E_{ij}^p, h, d) + \Psi^p(\alpha^p) = \frac{1}{2m^0} [E_{ij}^e C_{ijkl} E_{kl}^e] + \Psi^p(\alpha^p, h) \quad (5)$$

Considerando la segunda ley de la termodinámica (desigualdad de Clausius-Duhem (Malvern, 1969)), juntamente con la definición de energía libre expresada en la ec.5, resulta la siguiente definición de la tensión:

$$S_{ij} = m^0 \frac{\partial \Psi^e}{\partial E_{ij}} = C_{ijkl}(d, h) \cdot \left(E_{kl} - E_{kl}^p - \underbrace{\alpha_{kl}^h (h - h_0)}_{E_{kl}^h} \right) \quad (6)$$

donde m^0 es la densidad del material simple, $E_{kl}^e, E_{kl}, E_{kl}^p, E_{kl}^h$ son los tensores de deformación elástico, total, plástico, e higrométrico respectivamente, $d^{ini} \leq d \leq 1$ la variable de daño mecánica e higrométrica, que evoluciona desde un umbral inicial menor que la unidad, hasta la unidad. El umbral inicial involucra los estados previos no mecánicos, como por ejemplo el efecto de disgregación por humedad que se tratará posteriormente. Por último, $C_{ijkl}(d, h) = \mathfrak{I}(d, h) C_{ijkl}^0$ es el tensor constitutivo del material, que depende de la variable de daño y del contenido de humedad, $\mathfrak{I}(d, h)$ una función que depende del daño y la humedad y S_{ij} el tensor de tensiones para un punto del componente. Para completar la presentación del modelo constitutivo, se define el modelo constitutivo elastoplástico y el modelo de daño.

2.2.1 Función de plasticidad y potencial plástico

Se define como función umbral límite de plasticidad y como función potencial las formas clásicas (Tresca, Von Mises, Mohr Coulomb, Drucker Prager, etc. (Lubliner, 1990)), homogéneas y de primer grado en las tensiones. Esto es:

$$F(S_{ij}, \alpha^p, h) = f(S_{ij}) - K(\alpha^p, h) \quad (7)$$

$$G(S_{ij}) = g(S_{ij}) = cte \quad (8)$$

donde $f(S_{ij})$ y $g(S_{ij})$ son las funciones de tensión equivalente y potencial equivalente, definidas en el espacio dañado, $K(\alpha^p, h)$ es el umbral de resistencia plástica que sigue una regla de evolución interna diferente para cada tipo de material (endurecimiento, ablandamiento, etc.), $\alpha^p = \int_0^t \dot{\alpha}^p dt$ las variables internas del modelo plástico y h el contenido de humedad.

2.2.2 Flujo plástico y ley de evolución de las variables internas

El flujo plástico, se define siguiendo la forma que establece la plasticidad clásica y las variables internas plásticas, resultan a partir de la regla de flujo:

$$\dot{E}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial G}{\partial S_{ij}} \quad (9)$$

$$\dot{\alpha}^p = \dot{\lambda} H(S_{ij}, \alpha^p) = \dot{\lambda} (h_p)_{ij} \frac{\partial G}{\partial S_{ij}} \quad (10)$$

donde λ es el denominado factor de consistencia plástica, G es la función de potencial plástico y H una función escalar de argumentos tensoriales definida para cada variable interna del problema.

2.2.3 Función de daño

Se define como función límite de daño:

$$G^D(S_{ij}, d) = \bar{S}(S_{ij}) - f_c(d) \quad (11)$$

donde $\bar{S}(S_{ij})$ es la función umbral de daño, definido en el espacio dañado, $f_c(d)$ es el umbral de resistencia de daño que sigue una ley de evolución interna diferente para cada tipo de material (endurecimiento, ablandamiento, etc.) y $d = \int_0^t \dot{d} dt$ la variable interna del modelo de daño, que incluye fenómenos mecánicos e higrométricos.

2.2.4 Ley de evolución de la parte mecánica de la variable interna de daño

La ley de evolución para la variable de daño mecánica, sigue la forma (Oliver et al., 1990):

$$\dot{d}_{mec} = \dot{\mu} \frac{\partial G^D}{\partial \bar{S}} \quad (12)$$

donde $\dot{\mu} = \left\langle \frac{\partial G^D}{\partial S_{ij}^0} C_{ijkl}^0 \dot{E}_{kl}^e \right\rangle$ es el denominado factor de consistencia de daño, G^D es la función umbral de daño y $S_{ij}^0 = C_{ijkl}^0 E_{kl}^e$ es la tensión en el material virgen.

2.2.5 Ley de evolución de la parte higrométrica de la variable de daño

La evolución del daño por efectos higrométricos, depende de una definición apropiada que relaciona el fenómeno de humedad, el tiempo y la degradación. En este caso particular, se puede escribir:

$$\dot{d}_h = \left\langle f_h(\dot{h}, h, h_0) \right\rangle \quad (13)$$

La definición de daño mecánico ec.12 y daño higrométrico ec.13, deben cumplir ambas con la siguiente condición forzada:

$$0 \leq d^{ini} \leq \left[d = \int_0^t (\dot{d}_{mec} + \dot{d}_h) dt \right] \leq 1 \quad (14)$$

donde f_h es una función que relaciona el contenido de humedad h con la degradación higrométrica $0 \leq d_h \leq 1$ y donde h_0 es la máxima humedad que puede absorber el medio continuo. La inclusión del fenómeno higrométrico puede realizarse teniendo en cuenta una variable independiente del daño mecánico (Oller and Oñate, 1996).

2.2.6 Ley constitutiva tangente

La derivada temporal de la tensión (ec.6) , resulta:

$$\dot{S}_{ij} = \frac{\partial S_{ij}}{\partial E_{kl}} \dot{E}_{kl} + \frac{\partial S_{ij}}{\partial h} \dot{h} + \frac{\partial S_{ij}}{\partial d} \dot{d} + \frac{\partial S_{ij}}{\partial E_{kl}^p} \dot{E}_{kl}^p \quad (15)$$

$$\begin{aligned} \dot{S}_{ij} = & \left[\frac{\partial C_{ijkl}(d, h)}{\partial d} \dot{d} + \frac{\partial C_{ijkl}(d, h)}{\partial h} \dot{h} \right] \cdot E_{kl}^e \\ & + C_{ijkl}(d, h) \cdot \underbrace{\left(\dot{E}_{kl} - \dot{E}_{kl}^p - \dot{E}_{kl}^h \right)}_{\dot{E}_{kl}^e} \end{aligned} \quad (16)$$

Sustituyendo en la ec.15 el tensor constitutivo por su expresión $C_{ijkl}(d, h) = \mathfrak{Z}(d, h) C_{ijkl}^0$ y operando, resulta la variación temporal de la tensión,

$$\dot{S}_{ij} = C_{ijkl}^e \left(\dot{E}_{kl} - \dot{E}_{kl}^p \right) - C_{ijkl}^h \dot{E}_{kl}^h \quad (17)$$

Aplicando la condición de consistencia plástica y de daño $\dot{F} = 0, \dot{G}^D = 0$ se obtiene:

$$\dot{S}_{ij} = \left(C_{ijkl}^e \right)^T \dot{E}_{kl} - \left(C_{ijkl}^h \right)^T \dot{E}_{kl}^h \quad (18)$$

Los tensores constitutivos tangente $(C_{ijkl}^e)^T$ del problema mecánico $(C_{ijkl}^h)^T$ correspondiente al problema de daño higrométrico resulta:

$$\left(C_{ijkl}^e \right)^T = C_{ijkl}^e - \frac{C_{ijrs}^e \frac{\partial G}{\partial S_{rs}} \frac{\partial F}{\partial S_{mn}} C_{mnkl}^e}{\sum_i \frac{\partial K}{\partial \alpha_i^p} (h_i)_{tu} \frac{\partial G}{\partial S_{tu}} + \frac{\partial F}{\partial S_{mn}} C_{mnrs}^e \frac{\partial G}{\partial S_{rs}}} \quad (19)$$

$$\left(C_{ijkl}^h \right)^T = C_{ijkl}^e - \frac{C_{ijrs}^e \frac{\partial G}{\partial S_{rs}} \left(\frac{\partial F}{\partial S_{mn}} C_{mnkl}^0 + \frac{\partial K}{\partial h} \left(\alpha_{kl}^h \right)^{-1} \right)}{\sum_i \frac{\partial K}{\partial \alpha_i^p} (h_i)_{tu} \frac{\partial G}{\partial S_{tu}} + \frac{\partial F}{\partial S_{mn}} C_{mnrs}^e \frac{\partial G}{\partial S_{rs}}} \quad (20)$$

donde C_{ijkl}^e es el tensor constitutivo tangente, que contiene la información de la degradación del material (Oller, 1991) (Luccioni, 1993).

¹donde:

$$\begin{aligned} C_{ijkl}^e &= \mathfrak{Z} C_{ijkl}^0 + \frac{1}{3} \left(T_{ij}^d \cdot S_{kl} \right) \\ C_{ijkl}^h &= \mathfrak{Z} C_{ijkl}^0 + \frac{1}{3} \left(T_{ij}^d \cdot S_{kl} \right) - \frac{1}{3} \left(T_{ij}^h \cdot S_{kl} \right) \\ T_{ij}^D &= \frac{\partial \mathfrak{Z}}{\partial d} \left(\frac{\partial G}{\partial S} \frac{\partial \bar{S}}{\partial S_{rs}^0} \right) C_{rsij}^0 \\ T_{ij}^h &= \frac{\partial \mathfrak{Z}}{\partial h} \left(\alpha_{ij}^h \right)^{-1} \end{aligned}$$

3 MODIFICACIÓN DE LA TEORÍA DE MEZCLAS PARA MATRIZ CON AGREGADOS DE CORTA LONGITUD

Los materiales de matriz compuesta, no cumplen exactamente con la condición de compatibilidad expresada en la ec.1, debido a que la transferencia de tensiones entre las partículas y el resto de la matriz no es perfecta, siguiendo por lo tanto una distribución como la que se muestra en la Figura 1. Esta situación se produce por que no existe una longitud adecuada del refuerzo que permite la transmisión de los esfuerzos. Para ello es posible el planteo de otra ecuación de cierre de deformaciones (Oller et al., 1995), o bien modificar las características mecánicas de los componentes (Jayatilaka, 1979).

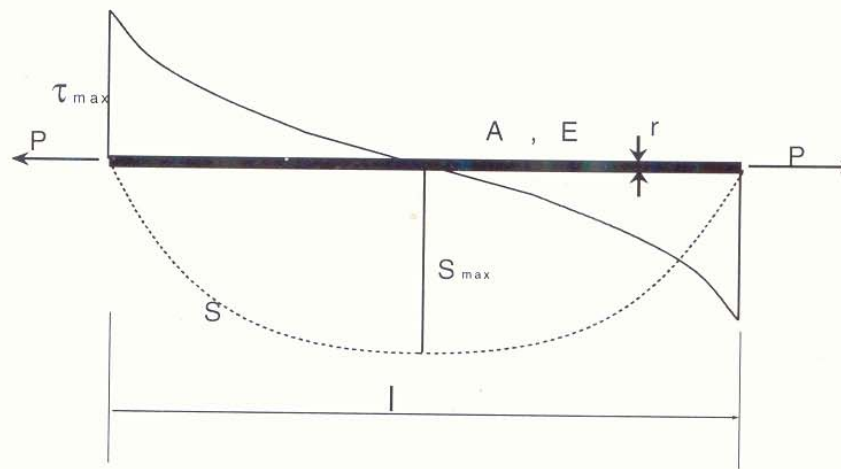


Figura 1: Mecanismo de transferencia de tensiones entre la matriz y un componente

En todos los casos de matriz compuesta, existe una longitud de transferencia mínima, que garantiza la perfecta compatibilidad entre matriz y el árido, a esta longitud se denomina longitud crítica l_c . Cualquier árido cuya dimensión fundamental sea inferior a esta magnitud, no participa plenamente en los mecanismos de transferencia de esfuerzo (Jayatilaka, 1979). Así, la longitud crítica se obtiene a partir de la condición de equilibrio entre el agregado y la matriz:

$$l_c = \frac{S^{\max}}{\tau^{\max}} r \quad (21)$$

donde se observa que la longitud depende de la máxima relación de resistencia axial ($S^{\max}$) respecto de la tangencial ($\tau^{\max}$), multiplicada por el radio medio del agregado (r).

Estableciendo la distribución de tensiones en el componente árido (Figura 1), es posible obtener la siguiente ecuación diferencial que expresa el equilibrio del mismo según el eje axial de mayor longitud (Jayatilaka, 1979).

$$\frac{d^2 P}{dx^2} = H \left[\frac{P}{C_c A_c} - E_{ii} \right] \quad (22)$$

donde P es la fuerza máxima de interacción entre el agregado y la matriz, H una constante que depende del ordenamiento de los agregados, C_c el módulo de Young del componente y A_c la sección transversal media del componente. La solución de la ecuación diferencial 22 expresa la fuerza P como:

$$P = C_1 \sin(\beta x) + C_2 \cosh(\beta x) + C_c A_c E_{ii} \quad (23)$$

donde C_1 y C_2 son constantes, β es un coeficiente que depende de C_c , H y A_s^2 , G_m es el módulo elástico transversal del compuesto y r' la distancia media entre las partículas de agregado (ver Figura 2). Las dos constantes se obtienen de las condiciones de borde $P = 0$ para $x = 0$ y $x = l$. Una vez obtenidas las constantes de integración, se escribe la correspondiente tensión como:

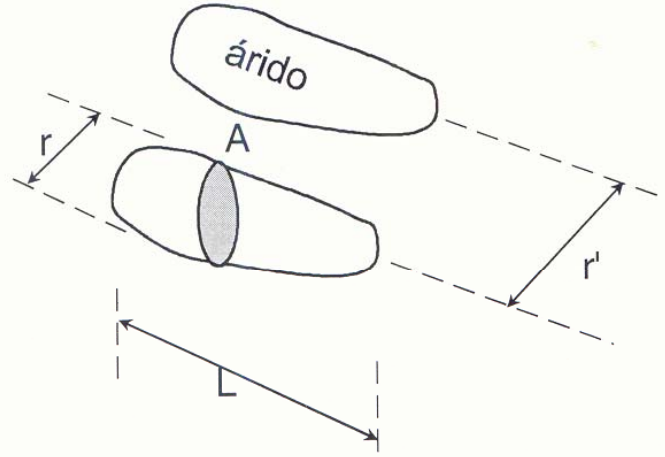


Figura 2: Relación de aspecto que se considera en el árido

$$S_i = C_c E_{ii} \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{\beta l}{2} - \beta x\right)}{\cosh\left(\frac{\beta l}{2}\right)} \right] \quad \forall 0 \leq x \leq l \quad (24)$$

Para incorporar esta contribución del componente agregado como un valor medio en de la teoría de mezclas, se establece su promedio como:

$$\bar{S}_{ii} = \frac{1}{l} \int_0^l S dx = \bar{C}_c E_{ii} \quad (25)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{H}{C_c A_c}} = \sqrt{\frac{G_m}{C_c} \frac{2\pi}{A_c \ln\left(\frac{r'}{r}\right)}}$$

siendo $\overline{C}_c$ el modulo de Young promedio del árido "c"³.

La definición anterior para el módulo de Young, permite extender la energía libre mostrada en la ec.5 , a una expresión análoga, donde para cualquier componente agregado, se define como:

$$\Psi = \Psi^e(E_{ij}, E_{ij}^p, h, d) + \Psi^p(\alpha^p) = \frac{1}{2m^0} [E_{ij}^e \overline{C}_{ijkl} E_{kl}^e] + \Psi^p(\alpha^p, h) \quad (26)$$

con:

$$\overline{C}_{ijkl}(d, h) = C_{ijkl}(d, h) \left[1 - \frac{\tanh\left(\frac{\beta l}{2}\right)}{\frac{\beta l}{2}} \right] \quad (27)$$

A partir del segundo principio de la termodinámica, se deduce entonces la tensión de la misma forma que se ha hecho con la ec.6:

$$S_{ij} = m^0 \frac{\partial \Psi^e}{\partial E_{ij}} = \overline{C}_{ijkl} \left[1 - \frac{\tanh\left(\frac{\beta l}{2}\right)}{\frac{\beta l}{2}} \right] \cdot (E_{kl} - E_{kl}^p - E_{kl}^h) \quad (28)$$

y la ecuación constitutiva tangente del componente agregado, resulta como en la ec.18:

$$\dot{S}_{ij} = (C_{ijkl}^e)^T \left[1 - \frac{\tanh\left(\frac{\beta l}{2}\right)}{\frac{\beta l}{2}} \right] \dot{E}_{kl} - (C_{ijkl}^h)^T \left[1 - \frac{\tanh\left(\frac{\beta l}{2}\right)}{\frac{\beta l}{2}} \right] \dot{E}_{kl}^h \quad (29)$$

De esta manera, se introduce la corrección por transferencia de tensiones entre matriz y fibra, dentro del tensor constitutivo del componente de agregado.

La implementación del modelo constitutivo propuesto en un programa de elementos finitos no lineal sigue los pasos estándar para estos casos (Zienkiewicz and Taylor, 1994).

4 PARAMETRIZACIÓN DE LOS MATERIALES

Con la finalidad de estudiar el comportamiento de una mezcla asfáltica mediante la *teoría de mezclas de sustancias*, se presenta a continuación, y a modo de ejemplo, la parametrización de las propiedades de los materiales componentes de dicha mezcla asfáltica.

4.1 CORRECCIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS POR RELACIÓN DE ASPECTO

A continuación se describe el procedimiento utilizado para la parametrización de las tres mezclas asfálticas que componen el firme en función de sus curvas granulométricas. Se denomina C-1 al compuesto formado por betún más la curva granulométrica utilizada para la capa de base de un firme, C-2 al compuesto utilizado para constituir la capa intermedia y C-3 al que incorpora la capa de rodadura. Estos tres compuestos utilizan curvas granulométricas

$${}^3\overline{C}_c = C_c \underbrace{\left[1 - \frac{\tanh\left(\frac{\beta l}{2}\right)}{\frac{\beta l}{2}} \right]}_{co}$$

con dos partes que se distinguen según su comportamiento (ver Tabla 1): La *primera parte* de la curva, correspondiente a los diámetros comprendidos entre 25mm. y 5 mm. que puede verse afectada por el daño higrométrico, perdiendo capacidad mecánica en forma de degradación de la rigidez ($C_{ijkl} = \mathfrak{F}(d, h) C_{ijkl}^0$), donde d depende, entre otros fenómenos, de la evolución de d_h , que es la variable de degradación por acción de la humedad 14. La *segunda parte de la curva*, correspondiente a los diámetros comprendidos entre 2,5mm. y el tamiz ciego que es insensible a la acción de la humedad.

Por razones de simplicidad en el cálculo, se consideran sólo algunos de los diámetros que participan en cada curva granulométrica como se muestra en la Tabla 1. De acuerdo a la forma, las propiedades mecánicas de los granos y su participación en el compuesto se deducen las propiedades corregidas de los áridos.

En Tabla 2, se presenta la granulometría simplificada y el correspondiente módulo de Young corregido en función de la relación de aspecto de los áridos y de la característica de la matriz (betún). Así, el módulo de Young del agregado en estado natural es $C_a = 300000 \frac{kg}{cm^2}$ y corresponde a un material simple, homogéneo y continuo. En el caso que este material participe en forma de grano, pierde parte de esta propiedad por condiciones de adherencia y transmisión de tensión entre matriz y árido, llegando a $C_a^{corr} = 1559,1311 \frac{kg}{cm^2}$, en tanto el módulo de Poisson se mantiene constante en $\nu = 0,15$.

Tabla 1: Diámetros de las curvas granulométricas

d[mm.]	% en peso que pasa		
	C-1	C-2	C-3
25	90	100	100
20	78	94	100
12,5	56	71	82
10	52	67	65
5	36	50	41
2,5	25	36	14
0,63	13	19	8
0,32	8	12	17
0,16	6	8	6
0,08	4	6	5

Tabla 2: Corrección en función de la relación de aspecto del árido

Corrección por fibra corta $C_b = 80,8529$									
L	r'	r	A	c_{mat}	ν_{mat}	G_{mat}	β	c_o	c_c
2	1,05	1,00	0,7854	80,375	0,4	28,705	0,12525	0,005197	1559,1311
1,25	0,65625	0,625	0,30679	80,375	0,4	28,705	0,20014	0,005197	1559,1311
0,5	0,2625	0,25	0,04908	80,375	0,4	28,705	0,50102	0,005197	1559,1311
0,032	0,0168	0,016	0,000201	80,375	0,4	28,705	7,82852	0,005197	1559,1311
0,008	0,0042	0,004	1,2566e-5	80,375	0,4	28,705	31,3140	0,005197	1559,1311
0,0001	0,0000525	0,00005	1,9635e-9	80,375	0,4	28,705	2505,12	0,005197	1559,1311

5 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL COMPUESTO Y DE CADA COMPONENTE

El módulo elástico del betún a 60 °C, resulta de una parametrización con el compuesto, en este caso particular con el correspondiente ensayo Marshall. Esto es, por ejemplo para la mezcla C-2:

$$C_{Marshall} = k_b C_b + k_a C_a^{corr}$$

$$1500 \frac{kg}{cm^2} = 0,04 C_b + 0,96 C_a^{corr} \implies C_b = 80,375 \frac{kg}{cm^2} \quad (30)$$

Se puede comprobar del ábaco de Van der Poel (Yoder and Witczak, 1975), que para cargas de corta duración, se obtiene a partir del módulo elástico de la mezcla, el mismo resultado que en la ec.30 para el módulo elástico del betún.

La tensión umbral de inicio del comportamiento inelástico, resulta también a partir de una parametrización con el ensayo Marshall. Como ejemplo, para la mezcla C-2, se acepta que el inicio del comportamiento no-lineal de la mezcla $S_{Marshall}^y = 20 \frac{kg}{cm^2}$, se debe a la plasticidad en el betún (véase la ligera pérdida de linealidad que exhibe la curva carga desplazamiento de la mezcla C-2 en los primeros pasos del ensayo -figuras correspondientes a los ensayos Marshall). Luego de un cierto punto del ensayo, se observa un fuerte quiebre en la curva, instante en el que se inicia el comportamiento inelástico del árido. Esto ocurre cuándo el betún ya exhibe una deformación excesiva, permitiendo el contacto de los áridos entre sí. Por esta razón, y apoyado en la condición de compatibilidad del compuesto, ec.1, se puede obtener el umbral de plastificación del betún para el instante en que se inicia el comportamiento no-lineal de la mezcla. Esto es:

$$S_{Marshall}^y = E^e C_{Marshall} \implies$$

$$E^e = \frac{20}{1500} = 0.0133 \text{ (deformación al límite elástico)} \quad (31)$$

$$S_b^y = E^e C_b = 0.0133 \cdot 80,375 = 1,071 \frac{kg}{cm^2} \text{ (tensión umbral a } 60^\circ) \quad (32)$$

Queda entonces por determinar el umbral de daño del árido. Dado que esto ocurre avanzado el comportamiento plástico del betún, luego del primer umbral de comportamiento inelástico de la mezcla, sólo se debe exigir el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$S_a^y \geq E^e C_a^{corr} = 0,0133 \cdot 1559,13 = 20,7 \frac{kg}{cm^2} \quad (33)$$

correlacionando con el ensayo Marshall, resulta el siguiente valor, que cumple con la condición anterior:

$$S_a^y \simeq 30 \frac{kg}{cm^2} \quad (34)$$

confirmándose que el árido inicia su degradación, ya avanzada la plasticidad en el betún. De forma análoga se procede con los compuestos C-1 y C-3.

5 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL COMPUESTO Y DE CADA COMPONENTE

El módulo elástico del betún a 60 °C, resulta de una parametrización con el compuesto, en este caso particular con el correspondiente ensayo Marshall. Esto es, por ejemplo para la mezcla C-2:

$$C_{Marshall} = k_b C_b + k_a C_a^{corr}$$

$$1500 \frac{kg}{cm^2} = 0,04 C_b + 0,96 C_a^{corr} \Rightarrow C_b = 80,375 \frac{kg}{cm^2} \quad (30)$$

Se puede comprobar del ábaco de Van der Poel (Yoder and Witczak, 1975), que para cargas de corta duración, se obtiene a partir del módulo elástico de la mezcla, el mismo resultado que en la ec.30 para el módulo elástico del betún.

La tensión umbral de inicio del comportamiento inelástico, resulta también a partir de una parametrización con el ensayo Marshall. Como ejemplo, para la mezcla C-2, se acepta que el inicio del comportamiento no-lineal de la mezcla $S_{Marshall}^y = 20 \frac{kg}{cm^2}$, se debe a la plasticidad en el betún (véase la ligera pérdida de linealidad que exhibe la curva carga desplazamiento de la mezcla C-2 en los primeros pasos del ensayo -figuras correspondientes a los ensayos Marshall). Luego de un cierto punto del ensayo, se observa un fuerte quiebre en la curva, instante en el que se inicia el comportamiento inelástico del árido. Esto ocurre cuando el betún ya exhibe una deformación excesiva, permitiendo el contacto de los áridos entre sí. Por esta razón, y apoyado en la condición de compatibilidad del compuesto, ec.1, se puede obtener el umbral de plastificación del betún para el instante en que se inicia el comportamiento no-lineal de la mezcla. Esto es:

$$S_{Marshall}^y = E^e C_{Marshall} \Rightarrow$$

$$E^e = \frac{20}{1500} = 0.0133 \text{ (deformación al límite elástico)} \quad (31)$$

$$S_b^y = E^e C_b = 0.0133 \cdot 80,375 = 1,071 \frac{kg}{cm^2} \text{ (tensión umbral a 60°)} \quad (32)$$

Queda entonces por determinar el umbral de daño del árido. Dado que esto ocurre avanzado el comportamiento plástico del betún, luego del primer umbral de comportamiento inelástico de la mezcla, sólo se debe exigir el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$S_a^y \geq E^e C_a^{corr} = 0,0133 \cdot 1559,13 = 20,7 \frac{kg}{cm^2} \quad (33)$$

correlacionando con el ensayo Marshall, resulta el siguiente valor, que cumple con la condición anterior:

$$S_a^y \simeq 30 \frac{kg}{cm^2} \quad (34)$$

confirmándose que el árido inicia su degradación, ya avanzada la plasticidad en el betún. De forma análoga se procede con los compuestos C-1 y C-3.

6 SIMULACIÓN NUMÉRICA

Para la simulación numérica del comportamiento de la mezcla asfáltica, se ha reproducido numéricamente el ensayo Marshall que permite determinar la resistencia a la "deformación plástica de mezclas bituminosas". Este ensayo puede utilizarse tanto para el proyecto de mezclas en laboratorio como para el posterior control en obra de la misma.

6.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO MARSHALL Y SU SIMULACIÓN NUMÉRICA

El ensayo Marshall consiste en determinar la resistencia a la aplicación de una carga en una probeta cilíndrica de 4 pulgadas de diámetro (101,6 mm) y 2,5 pulgadas de altura (63,5 mm) a una temperatura aproximada de 60 °C. El ensayo permite determinar dos valores:

- Estabilidad : carga necesaria para producir el fallo de la probeta,
- Deformación : disminución del diámetro expresado en mm. que experimenta una probeta entre el comienzo de la carga y el instante de rotura.

El ensayo permite graficar curvas *Cargas - Desplazamientos* con las cuales es posible determinar los valores de estabilidad y deformación definidos anteriormente (Norma NLT-159/86).

Para la simulación numérica del ensayo se ha discretizado un círculo de 101,6mm. de diámetro y dos sectores de círculo constituidos en acero, que simulan las mordazas de la prensa utilizada en el ensayo. La malla de elementos finitos utilizada posee 431 nodos y 776 elementos finitos triangulares lineales (Figura 3).

6.2 MATERIALES UTILIZADOS EN LA SIMULACIÓN

En la simulación numérica se ha utilizado la teoría de mezclas de sustancias básicas. La capa intermedia C-2 y la base C-1 del firme, se han modelado como materiales compuestos con tres componentes básicos cada uno de ellos:

6.2.1 Compuesto C-1

Material C-1.a: corresponde al árido comprendido entre 20 y 5 mm. de la curva granulométrica C-1. Participa en un 58,62% y presenta un daño inicial en función de la humedad y es mecánicamente degradable.

Material C-1.b: corresponde al árido comprendido entre 0,32 mm. y el tamiz ciego de la curva granulométrica C-1. Participa en un 32,97%, siendo degradable por problemas mecánicos, pero insensible a la influencia de la humedad.

Material C-1.c: corresponde al betún. Este material participa en un 8,41% del volumen de la mezcla y presenta un comportamiento elastoplástico.

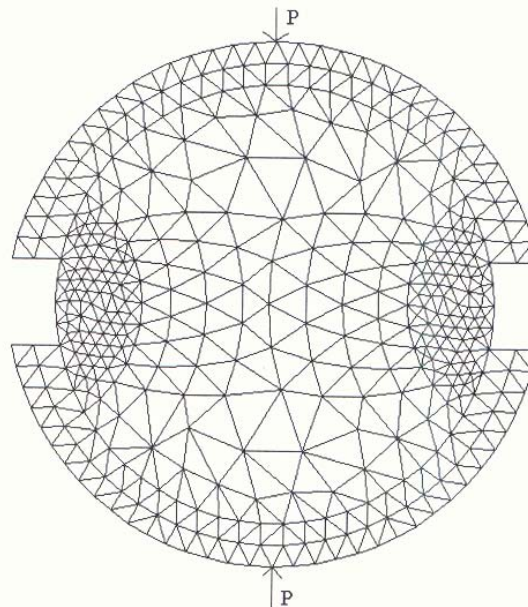


Figura 3: Malla de elementos finitos del ensayo Marshall para mezclas asfálticas.

6.2.2 Compuesto C-2

Material C-2.a: corresponde al árido comprendido entre 20 y 5 mm. de la curva granulométrica C-2. Participa en un 45,02% y presenta un daño inicial en función de la humedad y es mecánicamente degradable.

Material C-2.b: corresponde al árido comprendido entre 0,32 mm. y el tamiz ciego de la curva granulométrica C-2. Participa en un 45,02%, siendo degradable por problemas mecánicos, pero insensible a la influencia de la humedad.

Material C-2.c: corresponde al betún. Este material participa en un 9,96% del volumen de la mezcla y presenta un comportamiento elastoplástico.

6.3 RESULTADOS OBTENIDOS

El problema se resuelve en tensión plana, permitiendo el flujo del material en el sentido axial. El casquete exterior del cilindro es de acero y el interior esta conformado por cada una de las tres mezclas. Entre el acero y la mezcla bituminosa, se considera deslizamiento, por fricción, gracias al control de la tensión tangencial entre ambos materiales. Los resultados obtenidos en las simulaciones numéricas se presentan en la Figura 4, Figura 5, Figura 6, Figura 7 y Figura 8. En todas ellas se observa una disminución del módulo de carga $K = \frac{p}{\epsilon}$ a medida que aumenta el daño inicial. Sin embargo hasta valores del 40% de daño inicial en el material 1 no se observa una gran pérdida de resistencia, situación que se manifiesta luego de superar los 2 mm. aproximadamente de desplazamiento.

Se observa, en la Figura 4 y Figura 5 para la mezcla C-2 y en la Figura 6 y Figura 7 para la C-1, una pérdida de rigidez y resistencia en función de la carga y del daño producido por efectos higrométricos, tendiendo en ambos casos asintóticamente a una capacidad soporte del 42% de la máxima en el caso del material virgen. Es necesario hacer notar, que la respuesta experimental coincide exactamente con las respuestas "sin daño" mostradas en las Figuras 4 a 7.

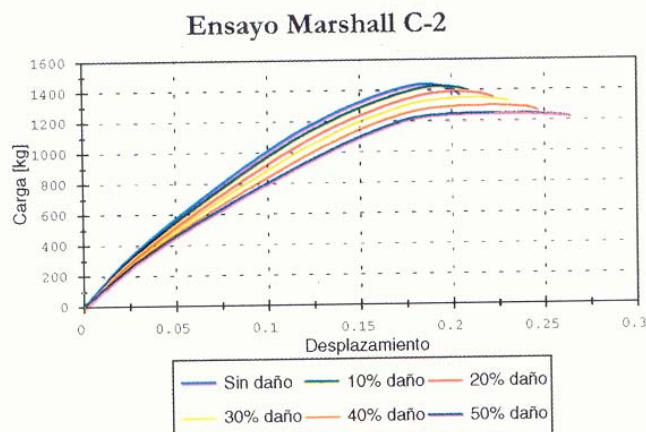


Figura 4: Curvas de respuesta del ensayo Marshall para la mezcla C-2 $0 \leq d_h \leq 0,5$

En la Figura 8 se observa la evolución de la capacidad portante en función del daño inicial higrométrico, medidas todas para un desplazamiento de 1,86mm. La elección de este valor corresponde al desplazamiento donde se produce la máxima carga de los ensayos Marshall C-1, C-2.

Existe una correlación entre el daño inicial, el contenido de humedad y el tiempo en que se mantiene esta situación. Para ello es necesario realizar estudios de laboratorio que establezcan la relación $d = \langle f_h(h, \dot{h}, h_0) \rangle$ donde h es el porcentaje en peso del contenido de humedad de un punto del árido.

En la 9-1 se observa la malla de elementos finitos y los materiales empleados en la simulación numérica. En la 9-2, 9-3 y 9-4 se observa para la mezcla C-2 un mapa de la evolución del daño en la mezcla para tres estados distintos del proceso de carga. Particularmente la -2 muestra el daño mecánico en la mezcla C-2 partiendo de un daño higrométrico inicial nulo. La escala que se observa muestra el daño mecánico que alcanza todo este material. La 9-4 muestra el daño mecánico de la mezcla C-2 considerando que la porción de agregado pétreo susceptible de daño no colabora en la capacidad soporte de la mezcla, es decir se encuentra con un daño inicial del 100%

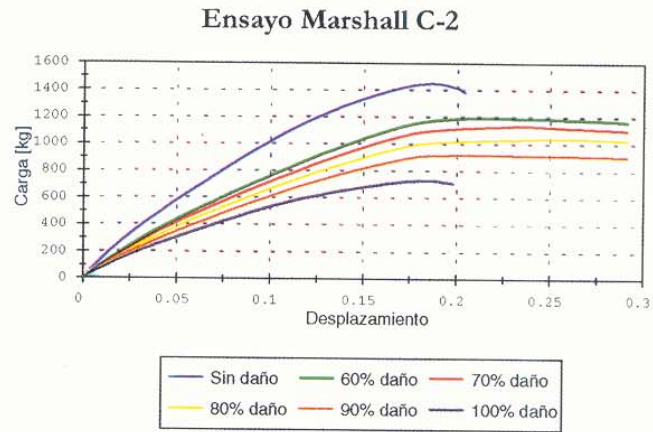


Figura 5: Curvas de respuesta del ensayo Marshall para la mezcla C-2 $0,6 \leq d_h \leq 1$

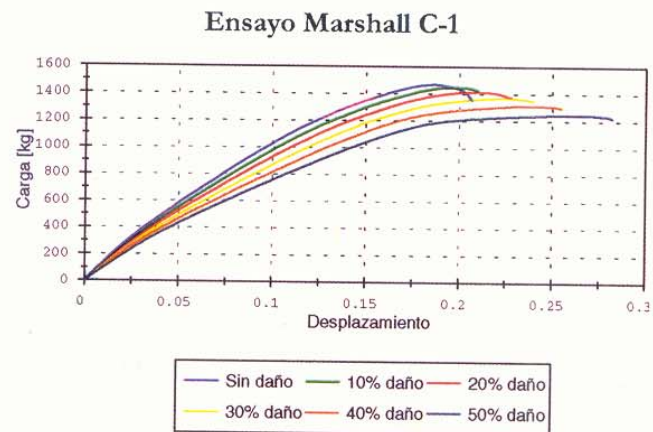


Figura 6: Curvas de respuesta del ensayo Marshall para la mezcla C-1 $0 \leq d_h \leq 0,5$

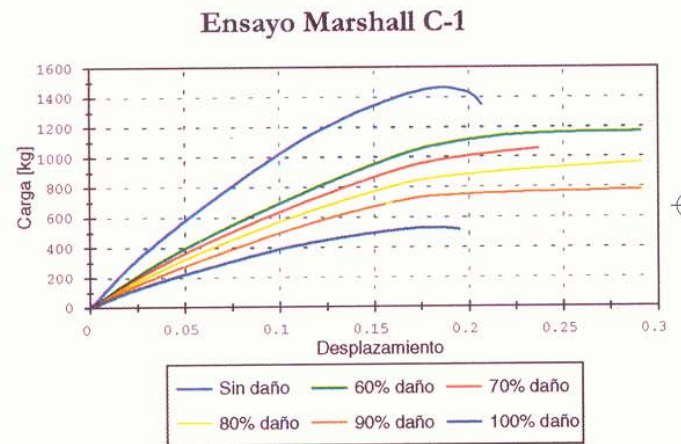


Figura 7: Curvas de respuesta del ensayo Marshall para la mezcla C-1 $0,6 \leq d_h \leq 1$

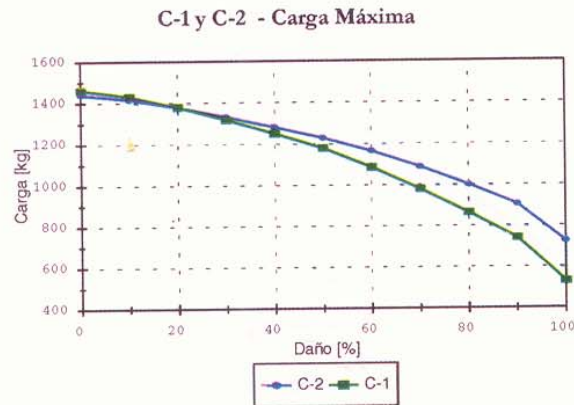


Figura 8: Evolución de la capacidad portante en función del daño higrométrico, para un desplazamiento prescrito de $1,8\text{mm}$.

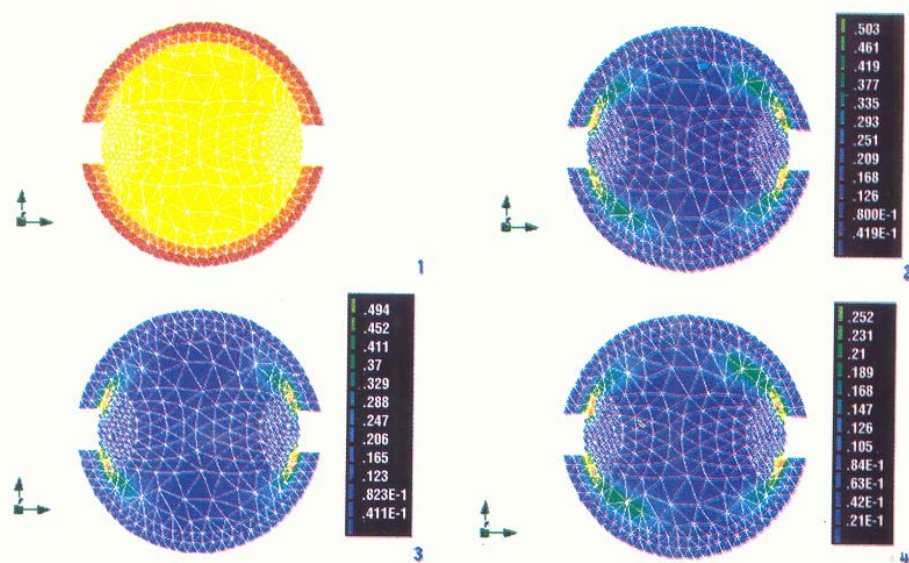


Figura 9: Materiales empleados - variable interna de daño

7 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se muestra la teoría de mezclas sometida a efectos mecánicos e higrométricos para el análisis de materiales compuestos sometidos a fenómenos de daño y plasticidad. Además, también se presenta una corrección a la teoría de mezclas clásicas, que permite tratar materiales de matriz compuesta. Por último, se aplica esta teoría a mezclas bituminosas, utilizadas para la construcción de pavimentos de carreteras. En este último caso se ofrece una comparación con el ensayo Marshall obtenido en laboratorio, donde se aprecia una buena concordancia entre los resultados numéricos con los obtenidos a partir de ensayos.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la empresa COPCISA, quien ha facilitado los datos y el estado del conocimiento sobre el problema que se detalla en el presente trabajo. El primero de los autores agradece a IBERDROLA por el apoyo económico que ha permitido el desarrollo del presente estudio.

REFERENCIAS

Borst, R. D. and Groen, A. E. (1994). A note on the calculation of consistent tangent operators for von mises and drucker-prager plasticity.

- Chaboche, J. (1988). Continuum damage mechanics part i general concepts. *Journal of Applied Mechanics*, page Vol 55.
- Crisfield, M. (1997). *Non-linear finite element analysis of solids and structures*. John Wiley and Sons.
- Crisfield, M. (1991). *Non-linear finite element analysis of solids and structures*. John Wiley and Sons Ltd.
- Green, A. and Naghdi, P. (1965). A dynamical theory of interacting continua. *Int. J. Engrg. Science*, page 231.
- Jayatilaka, A. (1979). *Fracture of engineering brittle materials*. Applied Science Publishers.
- Lubliner, J. (1990). *Plasticity Theory*. Macmillan Publishing U.S.A.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Oñate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures Vol 25 No. 3*, pages 299,326.
- Luccioni, B. (1993). *Formulación de un modelo constitutivo para materiales ortotropos*. PhD thesis, Universidad Nacional de Tucuman.
- Luccioni, B., Oller, S., and Danesi, R. (1996). Coupled plastic-damage model. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering Vol. 129*, pages 81,90.
- Malvern, L. (1969). *Introduction to the mechanics of a continuous medium*. Prentice-Hall.
- Oñate, E. (1992). *Cálculo de Estructuras por el Método de los Elementos Finitos*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Oliver, J., Cervera, M., Oller, S., and Lubliner, J. (1990). Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete. *Proc. 2nd. ICCAADCs Zell Amm See*, pages 945–958.
- Oller, S. (1991). *Modelización Numérica de Materiales Friccionales*. PhD thesis, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Oller, S., Car, E., and Suarez, B. (1997). Estudio del firme del eje transversal Lérida-gerona con un modelo elastoplástico y de daño utilizando la técnica de elementos finitos. Technical report, Centro Internacional en Métodos Numéricos en la Ingeniería.
- Oller, S. and Oñate, E. (1996). A hygro-thermo-mechanical constitutive model for multi-phase composite materials. *Int. J. Solids Structures*, pages 3179–3186.
- Oller, S., Oñate, E., Miquel, J., and Botello, S. (1994). A plastic damage constitutive model for composites materials. *Int. J. Solids and Structures*.
- Oller, S., Neamtu, L., and Oñate, E. (1995). Una generalización de la teoría de mezclas clásica para el tratamiento de compuestos en serie/paralelo. *Congreso Nacional de Materiales Compuestos*, pages 433,438.
- Ortiz, M. and Popov, E. (1982). Plain concrete as a composite material. *Mechanics of Materials*, pages 139–150.

- Simo, J. and Ju, J. (1987). Strain and stress based continuum damage models - ii computational aspects. *Int. J. Solids Structures*, pages 841–869.
- Simo, J. and Taylor, R. (1985). Consistent tangent operators for rate-dependent elasto-plasticity. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, pages 101–118.
- Spencer, A. (1992). *Continuum mechanics*. Longman Scientific and Technical.
- Trusdell, C. and Toupin, R. (1960). *The classical field theories*. Handbuch der Physik III/I – Springer Verlag, Berlin.
- Yoder, E. and Witczak, M. (1975). *Principles of Pavement Design*. John Wiley and Sons U.S.A.
- Zienkiewicz, O. and Taylor, R. (1994). *El Método de Elementos Finitos Vol. 1 y 2*. McGraw Hill - Círculo.

Simulación de procesos de deterioro y refuerzo de estructuras de hormigón mediante modelos de análisis no lineal en el tiempo

Antonio R. Marí Bernat

Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña
E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Grán Capitán s/n, 08034 Barcelona, España

RESUMEN

En este artículo se describe un modelo de análisis no lineal paso a paso en el tiempo, de estructuras de hormigón construidas evolutivamente, en condiciones de servicio y en situación de estado límite último. La consideración del proceso constructivo evolutivo permite extender el modelo para simular intervenciones tales como demoliciones parciales, reparación mediante inyección de fisuras o refuerzo mediante encolado de chapa o pretensado exterior. El análisis incremental permite evaluar la capacidad resistente residual y el comportamiento en servicio de la estructura reparada, siendo de gran ayuda para la selección del sistema más eficaz en términos económicos y estructurales. Se presenta, a modo de ejemplo, los análisis realizados para estudiar la necesidad de reparación del puente de Las Pilas en Huesca, simulando el estado de fisuración y deformaciones del mismo y los efectos de la introducción de un pretensado exterior.

ABSTRACT

An analytical model for the nonlinear and time-dependent analysis of segmentally erected concrete structures under service and ultimate load conditions is presented. The model allows to simulate the effects of repair and strengthening interventions such as cracks grouting, partial demolition, bonding of steel plates or introduction of external prestressing, among others. The incremental analysis procedure allows to evaluate the residual ultimate load and the service behavior of the retrofitted structure, being useful to select the most suitable retrofit system in terms of economy and structural efficiency. The analyses carried out to simulate the effects of introducing external prestressing on the cracking and deformation state of Las Pilas bridge in Huesca (Spain), are shortly presented as a matter of example.

1 INTRODUCCIÓN

La intervención en estructuras existentes de edificación y de obra pública es un hecho cada vez más frecuente. Por una parte, la agresividad ambiental, la falta de planteamientos sobre durabilidad en proyecto o el escaso mantenimiento de las estructuras hacen necesario reparar los daños producidos por el deterioro de los materiales a lo largo de la vida útil de la estructura, a fin de evitar su progresión. Por otra parte, la aparición de acciones imprevistas o cualquier modificación en cuanto a geometría, cargas o forma de apoyo, orientada a adaptar la estructura a nuevas condiciones de uso, suele requerir la ejecución de un refuerzo de la misma. La figura 1 muestra el estado de una pila hueca del puente que cruza el embalse de La Baells, como consecuencia de una presión hidrostática excesiva, la cual hubo de ser reparada y reforzada.

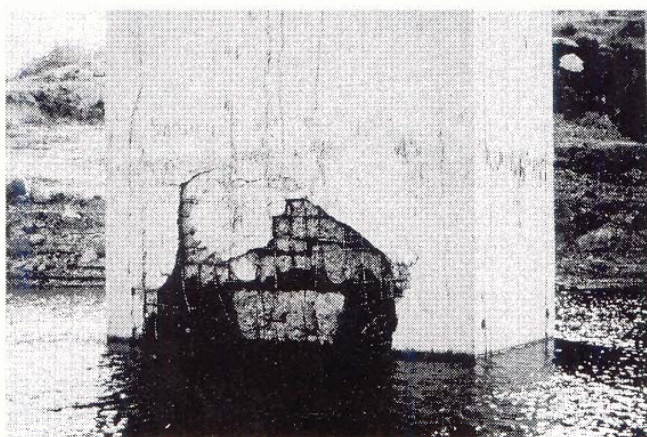


Figura 1. Estado de una pila del viaducto de La Baells.

En la actualidad se han desarrollado numerosas técnicas de reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado y pretensado, las cuales quedan sintetizadas en las referencias (FIP, 1994; Roca *et al.* 1995; Casas *et al.* 1996; CEB, 1983; Allen *et al.* 1987; Priestley *et al.* 1996). Sin embargo, para que un refuerzo sea técnicamente eficaz y económicamente aceptable, debe partir de un buen conocimiento del estado de la estructura que se refuerza y, sobre todo, debe estudiar los efectos que la intervención introduce sobre su comportamiento en servicio y sobre su capacidad residual. Ello implica enormes dificultades debido al desconocimiento de multitud de variables, como la forma de construcción, la historia de cargas y otros aspectos ligados a la vida útil de la estructura. Por ello suele acudir a cálculos simplificados, generalmente basados en hipótesis de linealidad, que pueden conducir a sobredimensionar el refuerzo. Pero además, muchas veces se producen grandes vacíos de conocimiento sobre la eficacia real de la intervención.

La capacidad de los ordenadores actuales y el desarrollo de los métodos numéricos permiten disponer de potentes herramientas de análisis estructural capaces de simular con cierto realismo el comportamiento instantáneo y diferido no lineal por los materiales y la geometría, y los efectos del proceso constructivo evolutivo en esquema longitudinal y sección transversal. Estos métodos quedan sintetizados en las referencias (Meyer *et al.* 1985; Bazant, 1982; Marí, 1984; Abbas, 1993; Cruz *et al.* 1998).

Sin embargo se echa en falta la disponibilidad de modelos generales de análisis capaces de reproducir tanto el proceso de deterioro de las estructuras como las actuaciones de reparación o refuerzo. Entre los fenómenos asociados al deterioro están la fisuración del hormigón, la degradación de las propiedades tenso-deformacionales de los materiales debido a procesos físico-químicos (corrosión, aumento de la porosidad, expansividad, microfisuración, acciones cíclicas), la pérdida de adherencia entre materiales y la pérdida de sección, entre otros.

Las actuaciones de reparación o refuerzo pueden ser tan variadas como la inyección de fisuras con resinas o morteros, la aplicación de pretensado exterior, el recrecido con hormigón y armaduras, el encolado de chapa metálica, el zunchado de pilares mediante presillas o el refuerzo con materiales compuestos. Todo ello con la posibilidad de apejar o descargar la estructura, modificar su esquema estático, introducir lastres u otras operaciones de diversa índole.

En este artículo se describe un modelo general de análisis no lineal paso a paso en el tiempo, actualmente en desarrollo en el Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC, que permite simular algunas de las operaciones anteriores. Se presenta, a modo de ejemplo de aplicación del modelo, el estudio realizado sobre un puente real (el puente de las Pilas en Barbastro, Huesca). En tal caso, el modelo permitió comparar la respuesta estructural frente a diversas soluciones de refuerzo, y fue determinante en la decisión sobre la solución adoptada.

2 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO DE ANÁLISIS.

2.1 Generalidades y campo de aplicación.

Se trata de un modelo de análisis de pórticos planos o espaciales basado en una idealización de las estructuras mediante elementos lineales tipo barra con 6 grados de libertad por nodo, discretizando la sección transversal en filamentos.

Permite considerar de manera realista las propiedades tenso-deformacionales de los materiales y su influencia en la respuesta estructural, gracias al análisis no lineal. Así, es posible reproducir la formación de fisuras y estudiar su influencia en el comportamiento en servicio y bajo niveles avanzados de carga. Tiene en cuenta también los efectos de segundo orden, de notable influencia en el comportamiento de estructuras esbeltas.

El modelo permite considerar la evolución de las propiedades del hormigón en el tiempo, los efectos estructurales de las deformaciones diferidas de retracción y fluencia del hormigón y de la relajación del acero de pretensado y la interacción con el acero o con otros hormigones que tengan diferentes edades de fabricación y puesta en carga. Las redistribuciones de esfuerzos a nivel estructura, de tensiones a nivel sección y el incremento diferido de flechas son, entre otros, resultados del análisis.

Permite considerar la evolución de la configuración estructural durante el proceso constructivo, por ejemplo las variaciones en esquema longitudinal, el hormigonado de las secciones en diferentes etapas, la simulación de rótulas que pueden ser bloqueadas durante el proceso de construcción, la colocación y eliminación de cimbras, tirantes u otro tipo de apoyo provisional, el destesado y retesado de tendones y tirantes, etc.

De manera general, mediante la utilización del modelo se pueden estudiar el comportamiento en servicio y la evolución hasta rotura de pórticos planos y espaciales, bajo cargas instantáneas o duraderas, la distribución de reacciones, esfuerzos, tensiones y deformaciones durante la construcción, los efectos del proceso constructivo en el comportamiento en servicio y en la capacidad portante y, como se explicará más adelante, la respuesta estructural frente a determinados tipos de intervenciones.

El programa que permite la utilización práctica del modelo matemático se denomina CONS, y ha sido desarrollado por A. Marí a partir de no previamente desarrollado para análisis no lineal, llamado PCF3D (Abbas & Scordelis, 1993). Está confeccionado en forma modular, con lo cual permite su continua evolución, introduciendo nuevos fenómenos mediante modificaciones parciales que lo ajustan cada vez más al comportamiento real de las estructuras.

2.2 Cargas exteriores

Todas las cargas se aplican sobre los nodos de la estructura en instantes precisos, conocidos como escalones de carga, y esta puede dividirse al efecto en varios incrementos. Para la realización

del análisis paso a paso en el tiempo se considera que las cargas se aplican sólo en los escalones de tiempo, por lo cual la tensión en cada punto de la estructura es constante durante cada intervalo.

El pretensado se introduce como un sistema autoequilibrado de cargas y momentos aplicados en los nodos, obtenido por equilibrio del cable. Aunque el trazado de los tendones puede ser rectilíneo, quebrado o parabólico, este se discretiza en segmentos rectilíneos que cubren un solo elemento y concentran la interacción con el hormigón en los puntos de quiebro. El modelo permite la aplicación de la fuerza de pretensado desde un extremo del tendón o desde los dos. El programa evalúa la fuerza a lo largo del tendón teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas de tensión por rozamiento y penetración de cuñas y, por equilibrio del cable genera un sistema de cargas nodales. Las pérdidas por acortamiento elástico se obtienen como resultado del cálculo, en función de la deformación de la estructura. Si se trata de armaduras postesas, el tendón que se tesa no se deforma con la estructura hasta que se ha anclado. En el caso de armaduras pretesas la adherencia establece la compatibilidad de deformaciones, dando lugar a pérdidas por acortamiento elástico al transferir.

El programa admite desplazamientos impuestos en los apoyos, así como deformaciones impuestas debidas a la acción térmica ambiental o a la retracción del hormigón.

2.3 Esquema estructural.

La estructura se discretiza longitudinalmente mediante elementos finitos Hermitianos tipo barra de 3 nodos, con sección constante y forma arbitraria. El elemento tiene 13 grados de libertad, 12 en los extremos y uno adicional de deformación axial en el centro (que se elimina por condensación estática a nivel del propio elemento), necesario para obtener correctamente la matriz de rigidez a flexión y tener en cuenta la variación del eje neutro por fisuración.

Las condiciones de contorno se reproducen mediante apoyos, definidos con 6 resortes cuya rigidez define el usuario y puede variar a lo largo del tiempo. Dichos resortes controlan los giros y los desplazamientos de la estructura en estos puntos. Estas condiciones pueden variar en el tiempo, permitiendo reproducir los procesos de cimbrado, descimbrado, colocación de nuevos apoyos y eliminación de los existentes.

La colocación de nuevos apoyos se consigue restringiendo el desplazamiento de la estructura en ese sentido para todas las cargas que actúen a partir de ese momento. La eliminación de una condición de apoyo existente consiste en aplicar la carga en el apoyo eliminado, como una fuerza desequilibrada igual y contraria que actúa en el siguiente escalón de carga o de tiempo sobre la nueva configuración estructural.

La liberación de grados de libertad extremos de los elementos, permite considerar la presencia de rótulas entre elementos, el deslizamiento relativo entre ellos, etc. Estos vínculos internos pueden variar a lo largo del proceso constructivo o durante la evolución de la estructura.

2.4 Comportamiento a nivel sección

Se adopta la hipótesis deformación plana de la sección, que puede expresarse así:

$$\Delta\epsilon(y, z) = \Delta\epsilon_m - z \cdot \Delta c_y + y \cdot \Delta c_z \quad (1)$$

Donde:

$\Delta\epsilon(y, z)$	incremento de deformación en el filamento situado en las coordenadas (y, z) respecto al sistema de referencia de la sección
$\Delta\epsilon_m$	incremento de deformación en el centro de referencia de la sección
y, z	coordenadas del filamento (medidas desde el centro de referencia)
$\Delta c_y, \Delta c_z$	incrementos de curvatura

Se considera adherencia perfecta entre los materiales que forman la sección. Esto se cumple también para el acero de pretensado una vez se considera adherente.

Se supone que cada elemento es un prisma cuya sección transversal de hormigón es un sólido discretizado en filamentos. Las características geométricas de la sección neta resulta de la

integración de las áreas de los filamentos que la componen y cuando alguno de estos filamentos no existe (ya sea por no haberse construido aun, haber fisurado, etc.) la contribución de su área diferencial es cero. Esto permite tener en cuenta la aparición o desaparición de filamentos según lo exija el proceso constructivo y considerar para cada uno de ellos la ecuación constitutiva que le corresponde.

2.5 Comportamiento a nivel punto.

La deformación uniaxial total de un punto en un instante t_n puede descomponerse en:

$$\epsilon_n^{total} = \epsilon_n^m + \epsilon_n^{nm} \quad (2)$$

donde:

ϵ_n^m Es la deformación mecánica, entendida como tal, la deformación instantánea debida a una tensión aplicada.

ϵ_n^{nm} Es la deformación no mecánica, entendida como tal toda deformación no correspondiente a una tensión instantánea. En ella se encuentran englobadas las deformaciones debidas a fluencia, retracción, variaciones térmicas y, de forma ficticia, el envejecimiento del hormigón. En el caso del acero esta se reduce a la deformación térmica.

En base a ello, el cálculo de las tensiones y deformaciones en un escalón de tiempo t_n se obtiene mediante el procedimiento siguiente:

1. Se calcula la deformación total en el instante t_n acumulando la deformación obtenida en el intervalo $t_n - t_{n-1}$, sobre la total del escalón anterior:

$$\epsilon_n = \epsilon_{n-1} + \Delta\epsilon_n \quad (3)$$

2. Se obtiene el incremento de deformación no mecánica entre los escalones t_{n-1} y t_n como:

$$\epsilon_c^{nm} = \epsilon_c^c + \epsilon_c^r + \epsilon_c^T + \epsilon_c^a \quad (4)$$

3. La deformación no mecánica total en el instante t_n se obtiene acumulando el incremento en este intervalo sobre el total anterior.

$$\epsilon_n^{nm} = \epsilon_{n-1}^{nm} + \Delta\epsilon_n^{nm} \quad (5)$$

4. La deformación mecánica se obtiene entonces deduciendo de la total la no mecánica.

$$\epsilon_n^m = \epsilon_n^{total} - \epsilon_n^{nm} \quad (6)$$

Las tensiones se determinan a partir de la deformación mecánica como:

$$\sigma_n = f(\epsilon_n^m) = f(\epsilon_n^{total} - \epsilon_n^{nm}) \quad (7)$$

Donde:

- ϵ_n^m Deformación uniaxial mecánica de un punto en el instante t_n
- ϵ_n^{nm} Deformación uniaxial no mecánica de un punto en el instante t_n
- ϵ_{n-1} Deformación total en el instante t_{n-1}
- $\Delta\epsilon_n$ Incremento de deformación total en el intervalo entre t_{n-1} y t_n
- ϵ_c^c Incremento de deformación por fluencia del hormigón entre t_{n-1} y t_n
- ϵ_c^r Incremento de deformación por retracción del hormigón entre t_{n-1} y t_n

ϵ_c^T	Incremento de deformación por variación de temperatura entre t_{n-1} y t_n
ϵ_c^a	Incremento de deformación por envejecimiento del hormigón entre t_{n-1} y t_n
ϵ_{sT}	Incremento de deformación en el acero por variación de temperatura entre t_{n-1} y t_n
ϵ_{n-1}^{nm}	Deformación no mecánica acumulada hasta el instante t_{n-1}
$\Delta\epsilon_{nm}$	Incremento de deformación no mecánica en el intervalo entre t_{n-1} y t_n

Para llevar a cabo este análisis paso a paso, se considera el nivel de tensiones constantes durante un intervalo de tiempo y posteriormente se obtienen los nuevos incrementos por superposición al variar la historia de cargas. Para historias de carga decrecientes, el principio de superposición subestima la recuperación de fluencia.

2.6 Comportamiento instantáneo de los materiales

El hormigón se considera sometido a un estado uniaxial de tensiones normales. La ecuación constitutiva adoptada para el hormigón es parabólica y lineal y comprende 11 estados diferentes, como indica la figura 2. En ellos se determina la tensión del hormigón a partir de la deformación mecánica y el módulo de deformación del material en el instante que se analiza. Se considera que ha fisurado si la tensión de tracción excede su resistencia a tracción en ese instante y plastifica cuando su deformación mecánica excede la correspondiente a su resistencia máxima a compresión, comenzando una rama de reblandecimiento.

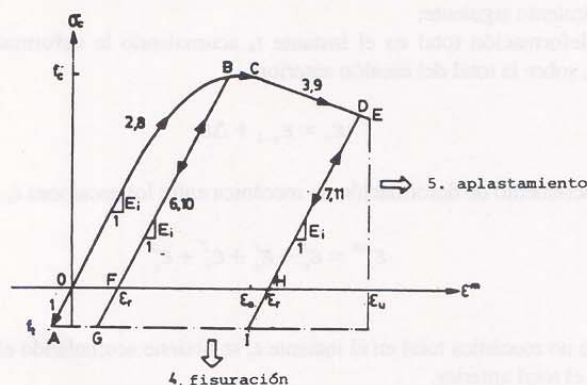


Figura 2. Ecuación constitutiva adoptada para el hormigón.

La fisuración se considera distribuida ("smeared cracking"), por lo que la contribución del hormigón traccionado entre fisuras se tiene en cuenta a través de una rama de descarga hiperbólica en el diagrama σ - ϵ del hormigón en tracción.

El acero de las armaduras pasivas tiene un comportamiento reológico muy diferente al hormigón, no existiendo retracción y no siendo apreciables los efectos de fluencia o relajación. Por ello se supone su comportamiento constante en el tiempo, basándose en un diagrama bilineal simétrico respecto al origen con descarga, como el que muestra la figura 3.

El comportamiento del acero de pretensado se simula a partir de un gráfico multilineal, suponiendo siempre que la descarga y recarga ocurren con el módulo de deformación inicial. En la figura 4 se representa el comportamiento de los tendones de acero pretensado.

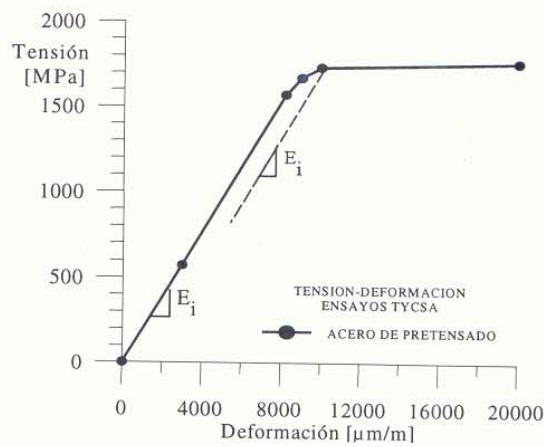


Figura 3. Ecuación constitutiva adoptada para el acero pasivo.

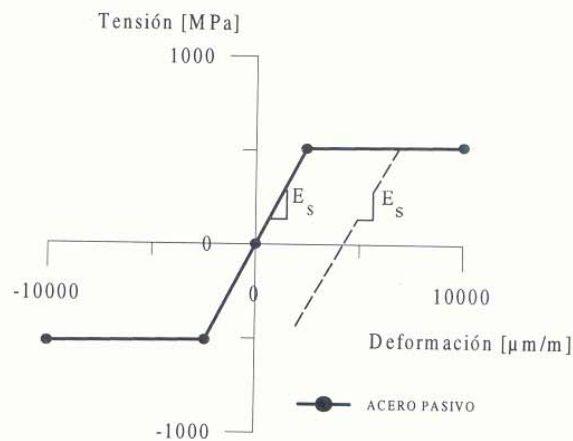


Figura 4. Ecuación constitutiva del acero de pretensado.

2.7 Comportamiento diferido de los materiales

La deformación de fluencia (deformaciones tensionales diferidas del hormigón) se tiene en cuenta considerando las hipótesis de viscoelasticidad lineal, o sea, linealidad entre tensiones y deformaciones diferidas y el principio de superposición de Boltzman que se puede expresar como:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \sigma(t_o) \cdot c(t, t_o) + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma(t_i) \cdot c(t, t_i) \quad (8)$$

Donde:

- $\varepsilon_{cc}(t)$ Deformación de fluencia
- $\sigma(t_o)$ Tensión aplicada en el instante t_o
- $\Delta\sigma(t_i)$ Incrementos de tensión aplicados entre los instante t_o y t
- $c(t, t_i)$ Valor de la fluencia específica en el instante t para una carga aplicada en t_i

Para evitar la necesidad de almacenar toda la historia de cargas, se utiliza para esta función de fluencia un desarrollo en forma de serie de Dirichlet:

$$c(t, t - \tau) = \sum_{i=1}^m a_i(\tau) \left| 1 - e^{-\lambda_i \phi(T)(t-\tau)} \right| \quad (9)$$

Donde:

$a_i(\tau)$ son funciones dependientes del instante de carga, τ , cuyo valor influye en el coeficiente final de fluencia

λ_i son constantes que gobiernan el desarrollo temporal de la fluencia

Estos parámetros se obtienen automáticamente en el programa mediante un ajuste por mínimos cuadrados a la curva experimental o analítica que se desea reproducir.

De esta manera, utilizando el método paso a paso en combinación con la serie de Dirichlet, se logra que cada nuevo incremento de deformación de fluencia dependa solamente de la tensión y de unas variables de estado correspondientes al último incremento de tiempo y no de toda la historia tensional.

Las variaciones de tensión del acero de pretensado producidas por la relajación bajo una deformación constante, se tienen en cuenta conjuntamente con el resto de deformaciones producidas en los escalones de carga o de tiempo por compatibilidad con el hormigón de esa fibra mediante el método de la tensión inicial ficticia, obtenida mediante la siguiente ecuación basada en datos experimentales:

$$\frac{f_s}{f_{si}} = 1 - \frac{\log t}{10} \left[\frac{f_{si}}{f_y} - 0,55 \right]; \frac{f_{si}}{f_y} \geq 0,55 \quad (10)$$

Donde:

f_{si} Tensión inicial ficticia. Aquella con la que debía tensarse inicialmente el tendón para que su tensión en el tiempo actual t fuese f_s

f_s Tensión actual en el acero de pretensado. Es la diferencia entre la tensión inicial y las pérdidas (por relajación y por deformaciones elásticas en los escalones previos)

f_y Tensión máxima del acero de pretensado

2.8 Estrategia de análisis no-lineal en el tiempo

El proceso de cálculo se realiza mediante un proceso paso a paso que implica los cuatro bucles que se explican a continuación, ordenados de forma que cada uno de ellos encierra a los siguientes:

Etapas constructivas. Se definen como tales todas aquellas situaciones en las que se produce cualquier modificación de la geometría, las cargas o las condiciones de vinculación.

Pasos de tiempo. El tiempo transcurrido de una etapa constructiva a otra se divide en intervalos, separados por escalones, en cada uno de los cuales se realiza un análisis frente a las acciones procedentes de las deformaciones diferidas, actualizando las propiedades de los materiales, si varían en el tiempo.

Aplicando el principio de los trabajos virtuales, las deformaciones no mecánicas se transforman en un sistema de fuerzas exteriores ficticias equivalentes que producirían el mismo estado de deformaciones en el elemento. El vector de fuerzas no mecánicas producido en el intervalo de tiempo t_{n-1} a t_n por las deformaciones no mecánicas es:

$$\Delta R_n^{nm} = \int B^T \cdot E_T \cdot \Delta \epsilon_n^{nm} dv \quad (11)$$

El sistema de fuerzas exteriores actuantes sobre la estructura en el instante t_n será entonces:

$$\Delta R_n = \Delta R_n^e + \Delta R_n^{nm} + \Delta R_{n-1}^u \quad (12)$$

donde :

ΔR_n	Vector de fuerzas actuantes al final del intervalo que va del instante t_{n-1} al t_n
$\Delta \epsilon_n^{nm}$	Deformación no mecánica producida en el intervalo t_{n-1} al t_n
ΔR_n^e	Vector de cargas exteriores que aparece en el intervalo t_{n-1} al t_n
ΔR_n^{nm}	Vector de cargas debido a las deformaciones no mecánicas ocurridas en el intervalo
ΔR_{nu}^u	Vector de fuerzas residuales o desequilibradas, que se explica más adelante.

Los filamentos que componen la sección transversal se mantienen a una tensión constante durante cada intervalo de tiempo. El análisis parte de que se conoce el estado de tensiones, deformaciones y desplazamientos del escalón previo, y se determinan los incrementos en el actual.

Escalones de carga. En cada paso de tiempo, se realiza un proceso incremental en el cual la carga exterior total se divide en escalones. Ello permite obtener la respuesta estructural bajo cargas crecientes. Este proceso es indispensable para conocer de manera realista la respuesta estructural, pues ésta depende de la historia de cargas, debido al comportamiento no lineal del hormigón y del acero. También existe la opción de realizar un proceso incremental con desplazamiento controlado, lo que puede permitir reproducir fenómenos de inestabilidad o reblandecimiento.

Iteraciones de equilibrio. En cada uno de los escalones de carga se realizan iteraciones hasta conseguir la satisfacción de las condiciones de equilibrio. El proceso iterativo se realiza por los métodos de Newton-Raphson o Newton-Raphson modificado. En cada iteración se llevan a cabo las siguientes operaciones:

1. A partir de la geometría y las propiedades de los materiales actualizadas se forma la matriz de rigidez tangente para cada elemento y se ensambla la de toda la estructura con la matriz de transformación actualizada.
2. Se resuelve el sistema incremental $\Delta R = K_T \Delta r$, se obtienen los incrementos de desplazamiento Δr y con ellos los incrementos de deformación de cada filamento $\Delta \epsilon = B \cdot \Delta r$. Estos $\Delta \epsilon$ se añaden a los previos totales para obtener las deformaciones totales actualizadas del hormigón, acero pasivo y de pretensado.
3. Se acumulan los incrementos de desplazamientos Δr , obteniendo los desplazamientos totales de los nodos. Se actualiza la geometría de los elementos y su matriz de deformación.
4. A partir de las ecuaciones constitutivas de los materiales se obtienen las tensiones.
5. Se integran estas tensiones obteniéndose a través del principio de los trabajos virtuales, el vector de cargas sobre los nodos, energéticamente equivalente al campo de tensiones. El ensamblaje de este vector para toda la estructura permite obtener el vector respuesta R^i .
6. Se obtiene el vector de fuerzas desequilibradas R^u , como la diferencia entre el vector de cargas externas totales R^e y el vector respuesta, es decir $R^u = R^e - R^i$.
7. Se iguala $\Delta R = R^u$ y se comienza una nueva iteración desde 1, hasta que ocurra la convergencia del proceso, bien porque las fuerzas desequilibradas (residuos) no superen un cierto valor establecido, bien porque las variaciones de energía total del sistema sean suficientemente reducidas.

Una vez lograda la convergencia se introduce un nuevo incremento de carga y se repite todo el proceso iterativo. Cuando se han introducido todos los escalones de carga del instante considerado se procede al siguiente paso de tiempo en que se divide el intervalo de tiempo entre dos etapas consecutivas. El proceso siempre es acumulativo en resultados, de forma que se puede reproducir la historia real de construcción y de cargas de la estructura.

Dado que se trata de una herramienta de análisis no lineal, requiere partir del conocimiento de datos geométricos, materiales, cargas y también de las armaduras activas y pasivas.

3 TRATAMIENTO DE LOS PROCESOS DE REPARACIÓN Y REFUERZO

La reparación y el refuerzo de una estructura son intervenciones en la misma que suelen implicar modificaciones en su geometría, en las cargas, en el comportamiento de los materiales o en las vinculaciones. El planteamiento paso a paso del modelo matemático desarrollado permite tener en cuenta estas intervenciones. Para ello se especifican algunos aspectos en la lectura de datos, como son:

- Cada filamento de una sección transversal puede ser de un hormigón diferente, del cual se define el día en que se fabrica, el día en que se demuele y el día en que se repara inyectando las fisuras.
- Para cada armadura pasiva se define el día en que se coloca en las estructuras y el día que se demuele o retira.
- Cada tendón de pretensado puede tesar, destesar o retesar a lo largo del tiempo. Por tanto, en cada etapa constructiva se definen aquellos tendones que se tesan, retesan o destesan.
- De cada elemento se especifica qué día se ensambla en la estructura y qué día se retira.

La colocación de una nueva armadura, filamento de hormigón o barra estructural implica únicamente incorporar su rigidez a la estructura y activar algunos grados de libertad.

La retirada o demolición de un elemento estructural requiere la introducción, como cargas, de los esfuerzos en extremos de la barra que se retira, y la desactivación de algunos grados de libertad.

A partir de estos principios, se pueden simular, entre otros los siguientes procesos de intervención:

Saneado de recubrimientos. Suele implicar no solo una pérdida de sección de hormigón sino también de acero de las armaduras pasivas. Su simulación consiste en especificar que el hormigón del recubrimiento se demuele a una edad determinada. La pérdida de sección se simula eliminando algunas armaduras (aunque estrictamente no sea así).

Inyección de fisuras. Si un hormigón fisurado se repara con esta técnica se supone que vuelve a resistir tracciones. Por tanto se trata de una modificación de la ecuación constitutiva.

Recrecio con mortero y armaduras o mediante encolado de chapa. Puede simularse especificando que un conjunto de filamentos de hormigón y armaduras se colocan a una determinada edad. La chapa se considera una armadura más, con mayor superficie de contacto, de un acero de calidad distinta a las barras corrugadas.

Pretensado exterior. Se simula especificando que ciertos tendones se introducen y tensan en un instante determinado. El pretensado introduce un sistema de cargas autoequilibrado que puede cerrar fisuras y modificar el estado de tensiones, deformaciones y reacciones de la estructura.

Apeos, desapeos y movimientos impuestos. Se simulan gracias a la posibilidad de modificar a lo largo del proceso paso a paso, las condiciones de vinculación de la estructura.

4 EJEMPLO: EL PUENTE DE LAS PILAS EN BARBASTRO (ESPAÑA)

4.1 Introducción.

El puente de “Las Pilas” sobre el río Cinca se encuentra ubicado cerca de Barbastro, en la provincia de Huesca, (España). Su esquema es el de una viga continua de sección cajón de 5 vanos, siendo los dos vanos extremos de 30 m. de luz y los 3 centrales de 60 m, como indica la fotografía de la figura 5. El canto es variable, de 1.60 m en centro de vano y estribos, y 2,40 m sobre apoyos intermedios.



Figura 5. Vista general del puente de Las Pilas, en Barbastro (Huesca).

La particularidad del puente es que se trata de un tablero continuo en sección cajón constituido por vigas prefabricadas y losa superior hormigonada *in situ*. La sección de las vigas es en artesa, existiendo diafragmas en los extremos de las mismas y sobre apoyos. En total existen tres tipos de piezas: los "sombremos", o piezas de 20 m de longitud que se sitúan sobre las dos pilas centrales, las vigas extremas de 30 m de vano y 10 m de voladizo, y las tres vigas centrales, de 40 m de longitud, que se apoyan sobre los sombreros y/o sobre las vigas extremas (Ver figuras 6 y 7). La continuidad se consigue gracias al postesado de las juntas, previamente inyectadas con mortero de resina, y a la losa superior de hormigón armado, ejecutada *in situ* mediante carro de avance.

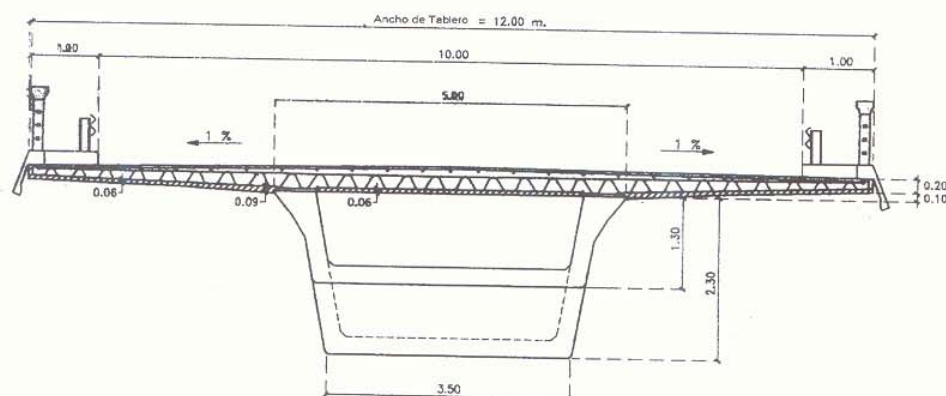


Figura 6. Sección transversal.

El proceso constructivo resulta enormemente evolutivo, tanto en esquema longitudinal como transversal. Por una parte se disponen apeos provisionales en los sombreros durante el montaje. Por otra parte se hormigona la losa por etapas: primero la zona de apoyos, para dar suficiente resistencia y rigidez a la sección y después la zona de centro de vano. Además transversalmente se hormigona en dos etapas: primero entre almas, para cerrar el cajón, y luego los voladizos. Por último, se proporciona continuidad estructural, modificando, por tanto las vinculaciones entre elementos.

Este proceso tan evolutivo, junto a las deformaciones de fluencia y retracción del hormigón, dan lugar a notables flechas diferidas y a redistribuciones de esfuerzos longitudinales y de tensiones entre viga y losa, hormigón y acero, a lo largo del tiempo, que deben ser consideradas para conocer la respuesta estructural del puente.

Al poco tiempo de finalizar la construcción, se midieron flechas del orden de 14 cm en los tres vanos centrales, valor que superaba ligeramente los valores límites aceptables ($1/500$ bajo cargas permanentes, es decir 12 cm), y resultaban apreciables a simple vista e incluso generaban una cierta incomodidad al conductor al circular sobre el puente. Ello provocó la realización de un estudio detallado del puente para conocer su estado tenso-deformacional y los efectos de posibles intervenciones sobre el mismo.

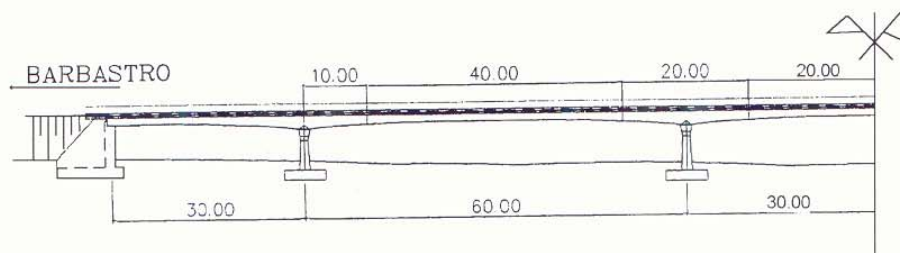


Figura 7. Esquema longitudinal.

4.2 Alcance del análisis realizado.

Una inspección *in situ* permitió observar el estado de fisuración de las vigas. En las secciones de apoyo se apreciaban fisuras por flexión en la zona de momentos negativos de hasta 1,45 m de profundidad máxima a 2.5 m del eje del apoyo. Esta fisuración se comenzaba a inclinar al alejarse del apoyo por efecto del esfuerzo cortante. La fisuración desaparecía aparentemente una vez finalizado el voladizo, o sea en las vigas intermedias a 10 m de los apoyos.

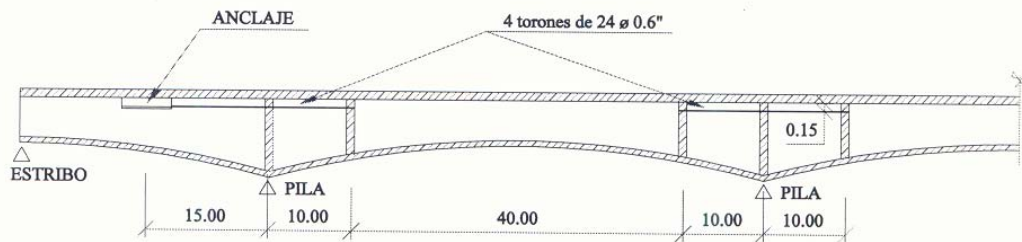
Antes de valorar las posibles actuaciones a llevar a cabo, se imponía identificar las causas de las flechas, verificar su estado actual e intentar reproducirlo lo más precisamente posible. Para ello se simuló, mediante el modelo descrito anteriormente, el proceso constructivo y de puesta en servicio del puente, contrastando los resultados obtenidos, al nivel de flechas y fisuración con los que se habían observado y medido en la estructura construida, obteniendo resultados bastante concordantes.

Las conclusiones extraídas en cuanto a fisuración y flechas fueron las siguientes: La fisuración aparecida sobre los "sombrosos", en la zona de momentos negativos, estaba prevista en el proyecto, y era debida a la ausencia de pretensado en dicha zona.

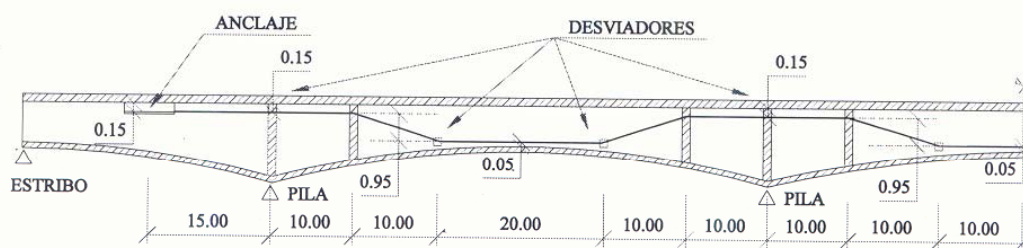
Sin embargo, las flechas observadas eran superiores a las previstas en proyecto. Las causas de su aparición se imputaron a: la escasa colaboración de la losa superior por efectos de la prefisuración del hormigón por retracción, fruto de la coacción ejercida por la viga a la libre deformación de la losa, a la curvatura impuesta por el pretensado de continuidad excéntrico y a la enorme disminución de rigidez de la zona de apoyos que supuso la fisuración.

Una vez reproducido el estado real del puente se plantearon dos tipos de intervención:

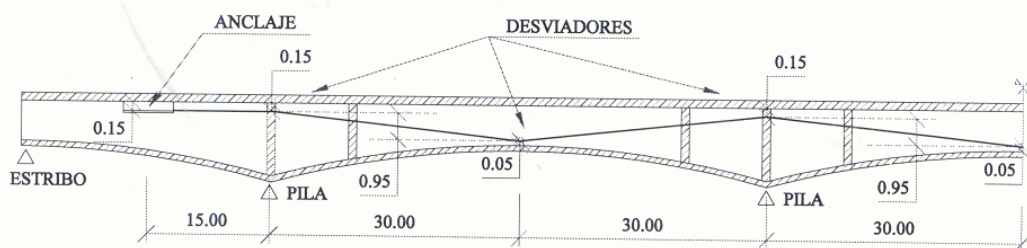
- a) La disposición de un pretensado exterior, dispuesto en el interior del cajón, que contribuyera a la recuperación de las flechas durante un período de 20 años y el sellado de fisuras. Se estudiaron las tres variantes que se esquematizan en la figura 8, consistentes, básicamente en:
 - a1) Disposición de cuatro tendones de $24 \phi 0,6"$, con trazado recto sobre la zona de momentos negativos en los sombreros, con una fuerza total de pretensado de 18000 kN.
 - a2) Disposición de tres tendones de $24 \phi 0,6"$, con trazado poligonal con quiebros a cuartos de la luz, con una fuerza total de pretensado de 13500 kN.
 - a3) Disposición de tres tendones de $24 \phi 0,6"$, con trazado poligonal en los centros de vano, con una fuerza total de pretensado de 13500 kN.



SOLUCIÓN A.1



SOLUCIÓN A.2



SOLUCIÓN A.3

Figura 8. Soluciones de refuerzo con pretensado exterior.

- b) Una escarificación del pavimento, disposición de hormigón ligero, repavimentación de la calzada, sellado de juntas y obras de menor envergadura en barandillas e imposta, que mejoraran sensiblemente el estado de la rasante y el aspecto visual del puente.

Evidentemente la diferencia de coste entre las soluciones con pretensado exterior y la solución b) era enorme, ya que las primeras implicaban realizar aberturas en la losa superior, disponer desviadores, hormigonar macizos de anclaje, disponer y tesar tendones en el interior del cajón y operaciones de reparación y acabado.

A fin de disponer de información suficiente para tomar una decisión se decidió, aparte de tomar otras medidas y realizar cálculos más simplificados, simular, mediante el modelo descrito, la respuesta estructural del puente en condiciones de servicio, a corto y largo plazo, en cada uno de los casos de intervención estudiados. Asimismo se decidió simular un proceso de sobrecarga hasta rotura para conocer la capacidad resistente a flexión.

4.3 Simulación numérica.

A partir de los datos disponibles sobre la fabricación de las vigas, fuerzas e instantes de tesado y de la descripción del proceso constructivo real, se ajustaron las fechas de las etapas constructivas y pasos de tiempo a suministrar al modelo, procediéndose a simular el proceso constructivo de forma precisa. Se analizó solo medio puente por simetría, discretizando la estructura en 60 elementos de 2 m, cada uno de ellos con sección de hormigón y/o armadura constante.

La caracterización de sus propiedades mecánicas se hizo según las especificaciones del CEB. Se utilizaron hormigones de dos tipos diferentes: para la losa un hormigón de 30 MPa de resistencia característica a los 28 días, y para la viga uno de 50 MPa. Cada hormigón se considera con edad cero el día de su fabricación. La armadura pasiva era de acero corrugado de 500 MPa de límite elástico. La armadura de pretensado es de acero superestabilizado 138-79 según Euronorma, con un límite elástico de 1700 MPa y una relajación del 2.5% a las 1000 horas.

Aparte del peso de la viga y de la losa se consideraron las cargas debidas a los carros de hormigonado, cargas muertas estándar de tráfico (4 kN/m^2 + carro de 600 kN) y acciones debidas a repavimentado ($2,4 \text{ kN/m}^2$ por cada centímetro de espesor) y colocación de hormigón ligero ($1,5 \text{ T/m}^3$), dispuesto con grueso variable parabólicamente de valor máximo en los centros de vanos. Se consideró un espesor máximo de hormigón ligero de 10 cm. Los tendones de pretensado se tensaban al 80 % de su tensión de rotura.

4.4 Resultados del cálculo.

La tabla 1 adjunta describe las flechas obtenidas en los cálculos para las tres soluciones a base de pretensado exterior, para la solución b), incluida la repavimentación, y las obtenidas en caso de no actuar (inicial). Se observa que, entre las intervenciones con pretensado exterior, la solución a-2 es la más efectiva a efectos de flechas. Por ello, y por limitaciones de espacio, en lo que sigue se describirán con más detalle únicamente los resultados de esta hipotética actuación y de la solución b). También se indica en esta tabla la flecha de la rasante a largo plazo en la solución, entendiendo como tal la resultante de restar a la flecha estructural el espesor del hormigón ligero dispuesto, cuyo peso se incluye en los cálculos. Dado que en las soluciones a) no se dispone hormigón ligero, la flecha y la rasante coinciden.

SOLUCIÓN	Flecha instantánea		Flecha total largo plazo		Rasante a largo plazo	
	Vano 2	Vano 3	Vano 2	Vano 3	Vano 2	Vano 3
inicial	133	150	168	158	168	155
a-1	108	132	150	142	150	142
a-2	95	122	130	134	130	134
a-3	100	128	138	141	138	141
b	147	155	180	165	80	65

Tabla 1. Flechas y estado final de la rasante en mm para diversas soluciones de intervención.

Solución a-2: pretensado exterior con trazado poligonal y quiebros a cuartos de la luz.

Los efectos estructurales más significativos, que pueden observarse en las figuras adjuntas son:

1. Flechas. Se recuperan de forma instantánea 3.8 cm en el vano 2 y 2.8 cm en el vano 3. A largo plazo se incrementa la flecha, respecto de la instantánea, en 3,5 cm en el vano 2, y 1,2 cm en el vano 3. La figura 9 muestra las deformadas obtenidas con esta solución.

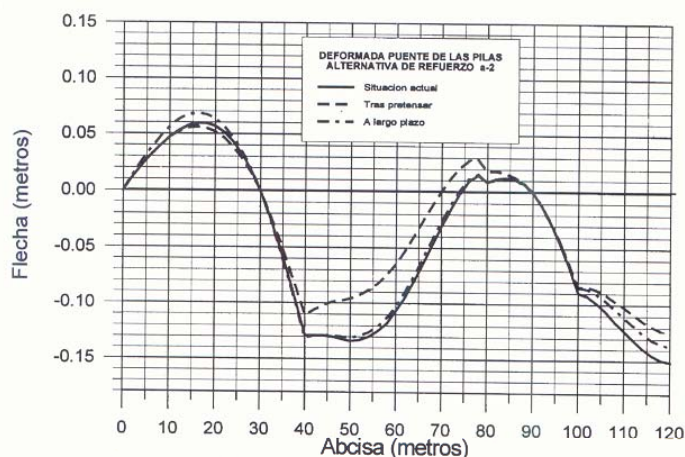


Figura 9. Deformadas solución a-2.

2. Fisuración. Tras pretensar se cierran fisuras en las vigas armadas en los voladizos y disminuye la profundidad de las fisuras. También se cierran fisuras en la losa, situación que persiste a largo plazo.
3. Momentos y tensiones- Aumentan ligeramente los momentos negativos (descontando los isostáticos) y disminuyen los positivos (aproximadamente en un 10%) al pretensar. Es decir el efecto de esta intervención es generar una ligera disminución de la reacción de los estribos y por tanto un aumento del momento negativo. No obstante debido a los efectos del pretensado en su zona directa de aplicación, mejora el estado tensional. Las tensiones en el hormigón de la losa inferior aumentan ligeramente en las vigas 1 y 3, y también en las vigas 2 y 4, donde resulta favorable de cara a fisuración. Disminuyen las tensiones en las armaduras pasivas superiores de las vigas armadas (de 3300 a 2700 Kp/cm² en la viga 3)

Solución b) repavimentación.

La solución b) estudiada trata de minimizar la actuación sobre el puente, escarificando el pavimento y restituyendo la rasante prevista a largo plazo a base de hormigón ligero y repavimentando. Los resultados en términos de flechas se muestran en la figura 10. La fisuración resulta prácticamente inalterada y, aunque la flecha aumenta ligeramente respecto de la solución a), la rasante mejora sensiblemente.

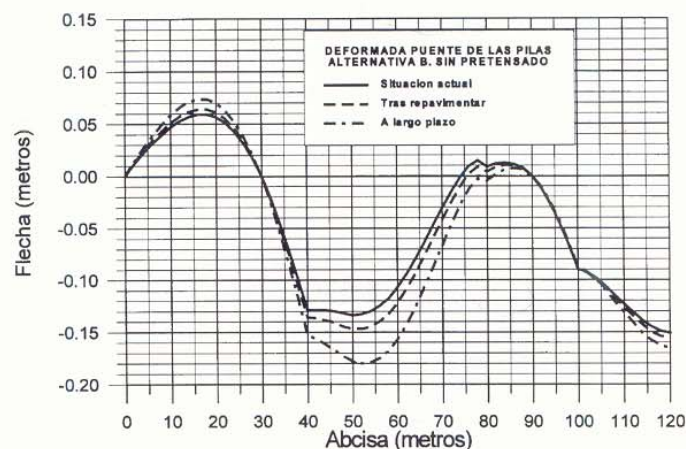


Figura 10. Deformadas con la solución b).

Capacidad resistente a flexión

Para cada uno de los cuatro casos estudiados se simuló un proceso de aumento de la sobrecarga de 4 kN/m^2 , hasta alcanzar la rotura por flexión. La capacidad de carga a flexión del puente, a pesar de la fisuración existente, es muy alta en todos los casos, como lo demuestra el resultado del análisis no lineal que se muestra en la figura 11. En ella debe tenerse en cuenta que sólo se aumenta la sobrecarga y el carro, pero que las cargas permanentes no están mayoradas. No obstante, el factor de seguridad determinista a flexión del puente es superior al valor establecido por la normativa vigente, supuesto que la resistencia a cortante sea suficiente.

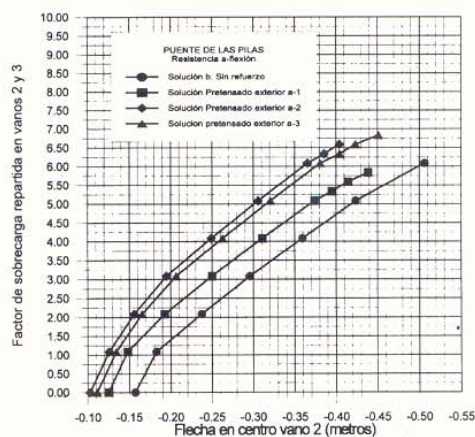


Figura 11. Curvas cargas-desplazamiento hasta rotura.

Se observa, además, que respecto de la solución b), el pretensado exterior aumenta en un 10% , aproximadamente, la capacidad resistente a flexión, excepto en la solución a-1, donde incluso la reduce. Posiblemente ello sea debido a que la introducción del pretensado refuerza la zona de momentos negativos, pero sólo afecta a los centros de vano, donde en ese caso se produce la rotura, a través de efectos hiperestáticos del mismo signo que las cargas exteriores, y, por tanto, desfavorables.

Como consecuencia de todo lo anterior se decidió adoptar la solución b), es decir no realizar refuerzos con pretensado exterior, sino un sellado de fisuras, una escarificación, disposición de

hormigón ligero y repavimentación y otras actuaciones tendentes a mejorar el estado de la rasante, a reducir la percepción visual de la deformación, y mejorar la comodidad del conductor. Igualmente se decidió realizar un seguimiento del estado de deformaciones y fisuración del puente, tanto durante las obras de reparación como a lo largo del tiempo. Las obras se realizaron con éxito durante la primavera de 1997.

5 CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

- Se ha presentado un modelo general de análisis no lineal de estructuras de hormigón que permite considerar el comportamiento no lineal instantáneo y diferido de los materiales, el proceso constructivo y posibles actuaciones posteriores de refuerzo o reparación.
- A través de un ejemplo real se ha mostrado la capacidad del modelo para simular diversos tipos de intervenciones y evaluar la eficacia estructural de cada una de ellas. Ello tanto en lo referente al comportamiento en servicio como a la capacidad resistente a flexión. Por este motivo resulta de gran ayuda para tomar decisiones respecto de la solución idónea, permitiendo evitar intervenciones innecesarias y reduciendo su coste, en ocasiones de manera drástica.
- El modelo se encuentra en proceso de constante mejora, siendo imprescindible introducir la interacción-flexión cortante a fin de reproducir de forma realista determinados tipos de roturas en estructuras reforzadas, entre las cuales se encuentran las roturas por cortante-flexión, por pérdida de anclaje, o por "pilling" de las platabandas encoladas.
- Actualmente se utilizan materiales compuestos por resinas y fibras de carbono, como materiales de reparación, dadas sus altas prestaciones. Se pretende a corto plazo incorporar estos materiales en el modelo, incluyendo no solo su comportamiento a nivel de ecuación constitutiva, sino también su interacción con el hormigón, es decir la adherencia imperfecta, a través de la modelización de la interfaz.

AGRADECIMIENTOS

Este artículo se enmarca dentro del proyecto de investigación concedido por la Dirección General de Enseñanza Superior, del Ministerio de Educación y Ciencia de España, cuya referencia es DGES PB96-0498. El autor desea agradecer a D. Jesús Montaner, de la Empresa ALVISA, la información aportada sobre el puente de las Pilas y a D. Manuel Valdés, Dr. Ingeniero de Caminos, los cálculos realizados en su día sobre el citado puente.

REFERENCIAS

- Abbas, F. Scordelis, C. (1993), *Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Segmentally Erected Three Dimensional Cable Stayed Bridges*, Report UCB-SEMM-93-09, University of California, Berkeley,.
- Allen, R.T.L., Edwards S.C. (1987), *Repair of concrete structures*. Blackie.
- Bazant, Z.P. (1982), *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*. Z.P. Bazant & R.H Wittmann.

Casas, J. R., Wayne Klaiber, F., and Marí, A.R. (1996). Recent Advances in Bridge Engineering. Evaluation, Management and Repair. *Proceedings of the US-Europe Workshop on Bridge Engineering*, organized by the Technical University of Catalonia and the Iowa State University. Barcelona.

Comité Euro-International du Béton. (1983) *Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign)*. Bull. Inf. Com. Eur. Béton, No.162.

Cruz, P. J., Roca, P., Marí, A.R. (1998), Nonlinear time-dependent Analysis of Segmentally Constructed Structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No.3.

Federation Internationale de la Précontrainte, FIP, (1994). *Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIP de la buena práctica*. Comisión FIP de Construcción Práctica. Traducido por el Grupo Español del Hormigón (GEHO), Boletín No. 14.

Marí, A. R.(1984), *Nonlinear geometric, Material and Time Dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames*. UC-SEM Report num. 84-12, Univ. of California, Berkeley, Junio.

Meyer, C., Okamura, H, (Eds.,1985), *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. Proceedings of the Seminar sponsored by the Japan Society for the Promotion of Science and the U.S. ASCE, National Science Foundation*, Tokyo, Japan.

Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, INC., New York.

Roca, P., González, J.L., Marí, A.R. and Oñate, E., (1995). *Structural Analysis of Historical Construccions: Possibilities of the numerical and experimental techniques*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.

Estimación y aplicación de un modelo estocástico de la acción sísmica

Jorge E. Hurtado

Universidad Nacional de Colombia
Apartado 127
Manizales, Colombia
e-mail: dhurtado@alien.upc.es

RESUMEN

En este trabajo se desarrolla la estimación de un modelo estocástico de la acción sísmica, tomando como base la información disponible para la ciudad de Manizales (Colombia). El modelo utilizado es el de espectro evolutivo (Yeh and Wen 1990). La caracterización de los parámetros se realiza por medio de técnicas de identificación no lineal de parámetros y métodos propios del proceso de señales. El modelo es usado luego para estimar la vulnerabilidad de los edificios sin diseño sísmo-resistente de la ciudad.

SUMMARY

A evolutive stochastic seismic model, proposed by Yeh and Wen (1990), is calculated for the city of Manizales (Colombia) using the available seismic records. The calculation of the model parameters is performed by nonlinear identification and signal processing techniques. The model is then used for analysing the seismic fragility of a building with no aseismic design, as representative of the city's old buildings.

1. INTRODUCCIÓN

En la ingeniería sísmica ha habido desde sus comienzos un interés persistente por considerar tanto las acciones como las respuestas estructurales desde una perspectiva probabilista, debido a las múltiples causas de estocasticidad e incertidumbre presentes en las variables que gobiernan el diseño. Si bien los códigos de construcción, que gobiernan la práctica corriente, incluyen algunos conceptos y parámetros probabilistas de manera explícita o implícita, también es cierto que éstos resultan abiertamente insuficientes para determinar de manera

clara la respuesta estructural en términos probabilistas y, especialmente, la probabilidad de fallo. Para este propósito la ingeniería estructural dispone de varios métodos, los cuales pueden clasificarse en dos grandes grupos, a saber (cf. Casciati and Faravelli 1991):

1. Métodos analíticos.
2. Métodos pseudo-estadísticos, también llamados *métodos de Monte Carlo*.

Mientras los primeros enfocan el problema desde una perspectiva basada en una combinación de la teoría de probabilidades y la dinámica de estructuras, con lo cual se obtienen ecuaciones diferenciales de algunas medidas probabilistas, los segundos buscan generar una muestra artificial de las respuestas estructurales por medio de la solución de múltiples problemas deterministas con datos aleatorios correspondientes a la acción sísmica y a las variables estructurales estocásticas. En ambos casos se requiere de modelos probabilistas. Variables tales como la resistencia de los materiales, las dimensiones de los elementos, etc. pueden ser modeladas simplemente por medio de su función de distribución de probabilidad. En el caso de del movimiento del terreno se requiere un modelo estocástico de la variación temporal de las ondas condicionada a la ocurrencia del fenómeno, además de la descripción probabilista de ésta, que usualmente se asume de tipo Poisson. A partir de este modelo es posible generar los múltiples acelerogramas artificiales requeridos por el método de Monte Carlo, cuya aplicación se facilita cada día más debido al rápido avance de la tecnología de computación.

En este trabajo se desarrolla la estimación de un modelo estocástico de dicha variación temporal de las ondas sísmicas para la ciudad colombiana de Manizales, con base en los registros obtenidos allí en años recientes. Como aplicación del modelo se presenta un análisis de Monte Carlo de una estructura representativa de la época en la que no se practicaba el diseño sismo-resistente en la ciudad, que corresponde a los años anteriores a 1981. El objetivo es examinar la vulnerabilidad de dicho tipo de construcción ante un sismo que tenga una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años, lo que corresponde a un período de retorno de, grosso modo, 500 años.

2. REGISTROS SÍSMICOS OBTENIDOS EN MANIZALES

La tabla 1 presenta los datos generales de los registros obtenidos en la ciudad que se han utilizado para este estudio. Los cinco primeros fueron obtenidos en un acelerómetro tipo Montana de registro fotográfico en papel, instalado en la ciudad por el U. S. Geological Survey y administrado por el Instituto Geofísico de los Andes. Cuatro de estos registros fueron digitados por Córdoba y Gómez (1987), y el quinto por Hurtado *et al.* (1981). Los registros restantes han sido obtenidos en los equipos digitales marca *Kinematics* gestionados por el autor entre 1991 y 1993 en la Universidad Nacional en Manizales.

Puede decirse que casi todos los registros corresponden al perfil típico de los suelos de la ciudad, descrito por Arango y Gutierrez (1992), en el que los estratos superficiales están formados por limos arenosos de origen volcánico y de gran espesor. A este perfil típico pertenecen los sitios indicados en la tabla 1 como El Cable, Banco del Comercio, Universidad Nacional, Confamiliares y E. P. M. Las principales variaciones que pueden hallarse a lo largo y ancho del casco urbano corresponden a la presencia de algunos rellenos mecánicos o hidráulicos de diferente espesor, los cuales alteran el comportamiento de las ondas sísmicas en una medida que resulta difícil de ponderar. Las estaciones que figuran en

Tabla 1 Registros sísmicos en Manizales

Sismo No.	Registros No.	Epicentro	Fecha	Estación
1	1	Dabeiba	08.31.77	Banco del Comercio
2	2	Pereira	04.13.75	Banco del Comercio
3	3	Versalles	06.25.80	Banco del Comercio
4	4	Umpala	03.22.77	Banco del Comercio
5	5	La Tebaida	05.18.76	Banco del Comercio
6	6, 7	Belalcázar	08.15.92	El Cable
	8, 9	Belalcázar	08.15.92	Universidad Nacional
7	10, 11	Murindó	10.17.92	El Cable
	12, 13	Murindó	10.17.92	Universidad Nacional
8	14, 15	Murindó	10.18.92	El Cable
	16, 17	Murindó	10.18.92	Universidad Nacional
9	18, 19	Murindó	10.18.92	El Cable
	20, 21	Murindó	10.18.92	Universidad Nacional
10	22, 23	Toribío	06.06.94	J. Hada
	24, 25	Toribío	06.06.94	E.P.M.
11	26, 27	Tauramena	01.19.95	E.P.M.
12	28, 29	Calima	02.08.95	El Cable
	30, 31	Calima	02.08.95	Confamiliares
	32, 33	Calima	02.08.95	E.P. M.
13	34, 35	Risaralda	08.19.95	El Cable
	36, 37	Risaralda	08.19.95	E. P. M.
	38, 39	Risaralda	08.19.95	Acueducto

las tablas como Universidad Nacional, El Cable y Confamiliares presentan un perfil similar, con la diferencia de que en el último hay una capa de espesor moderado de dichos rellenos que, aparentemente, parece haber ocasionado pequeñas amplificaciones en ciertos períodos. Por otra parte, el suelo del edificio E.P.M. y zonas aledañas presenta características excepcionales que han causado tradicionalmente mayores intensidades allí que en otras partes de la ciudad.

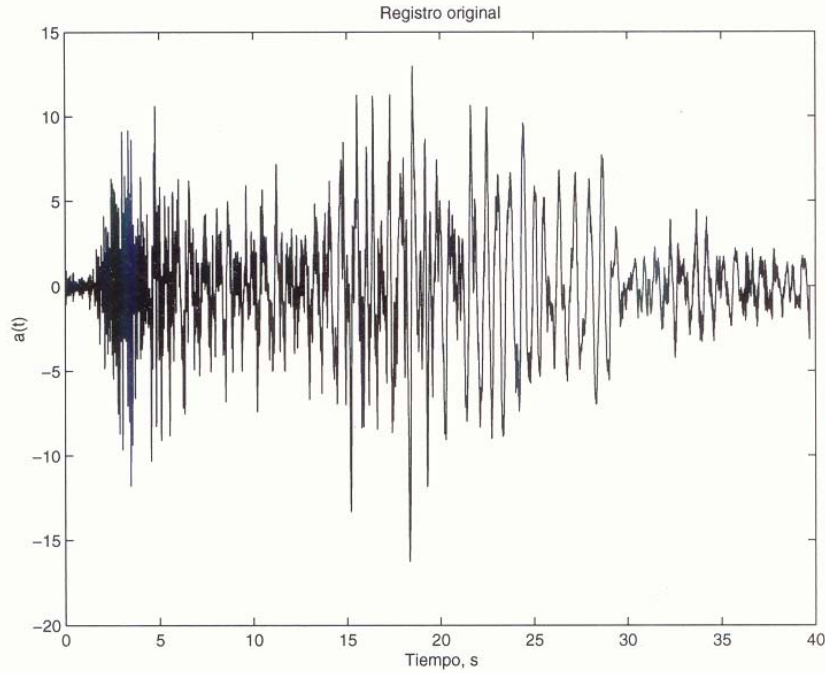


Figura 1 Acelerograma del registro No. 7 (unidades: s, cm/s²)

3. ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DEL MODELO ESTOCÁSTICO

La figura 1 muestra la historia de aceleraciones del registro No. 7. En ella pueden verse dos rasgos típicos de la naturaleza no estacionaria de los acelerogramas, a saber, (a), las fuertes variaciones en amplitudes, que hacen que en general consistan de una zona ascendente, una fase de movimiento fuerte y una zona de desvanecimiento; y (b), la variación del contenido frecuencial a lo largo del evento, asociado a las velocidades propias de cada tipo de ondas y a sus propias naturaleza y formación. En consecuencia, un modelo estocástico riguroso de la acción sísmica debe incluir su no estacionaridad en amplitud y en frecuencia. Para ello se ha adoptado el modelo de espectro instantáneo (Yeh and Wen 1990), en el cual la densidad espectral de potencia evolutiva $G_e(\omega, t)$ está dada por

$$G_e(\omega, t) = \xi(t)^2 \frac{1}{\kappa(t)} G\left(\frac{\omega}{\kappa(t)}\right) \quad (1)$$

donde $\xi(t)$ una función de variación de las amplitudes y $\kappa(t)$ una función que describe la evolución de las frecuencias dominantes del registro. Estas funciones se estiman a partir de registros reales, lo que permite obtener los parámetros que caracterizan el modelo global de un proceso estacionario, caracterizado por una densidad espectral $G(\omega)$. En este caso, el objetivo es identificar los parámetros del modelo espectral de Clough-Penzien (Clough and Penzien 1993), dado por

$$G(\omega) = \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\nu_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \times \frac{\omega_g^4 + 4\nu_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\nu_g^2 \omega_g^2 \omega^2} G_w \quad (2)$$

donde G_w es la densidad espectral de un ruido blanco de fondo, ω_g, ν_g son la frecuencia y el amortiguamiento de un filtro que caracteriza básicamente al suelo regional (conocido como filtro de Kanai - Tajimi; cf. Kanai 1961; Tajimi 1960), mientras que ω_f y ν_f parámetros de un filtro paso-alta. Los valores más importantes del modelo son, con mucho, ω_g, ν_g , ya que ω_f, ν_f solamente determinan la caída de la densidad espectral hacia cero en la zona de muy bajas frecuencias (ver figura 2), mientras que G_w puede determinarse a partir de la aceleración máxima que se busque dar a los acelerogramas sintéticos. Nótese que en la ecuación (1) la división de ω por la derivada de la función de modulación de frecuencias causa una modificación temporal de la densidad espectral de la forma indicada esquemáticamente por la figura 2.

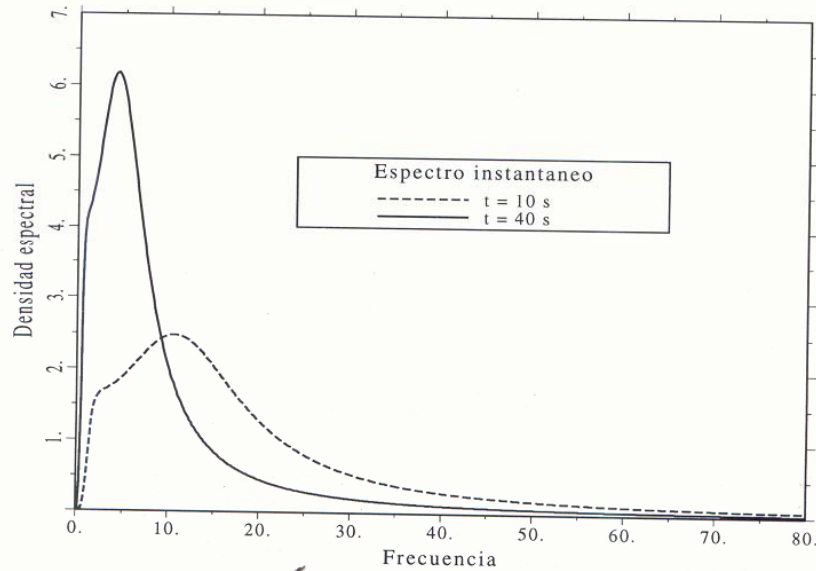


Figura 2 Densidad evolutiva tipo Clough-Penzien (unidades: rad/s, cm^2/s^3)

El proceso de cálculo de los parámetros que caracterizan del modelo es el siguiente:

1. Cálculo de las funciones empíricas de modulación de amplitudes, $\hat{\xi}(t)$ y de frecuencias $\hat{\kappa}(t)$. La primera se estima a partir de la energía del acelerograma, cuya ecuación aparece más adelante. La segunda se calcula a partir del valor acumulado de cruces del acelerograma por el nivel de aceleración cero (*cero-cruces*).
2. Estabilización estacionaria del registro, es decir, cálculo de un registro estacionario equivalente obtenido al remover las tendencias no estacionarias en amplitud y frecuencia caracterizadas por $\xi(t)$ y $\kappa(t)$. En este estudio se utilizaron las funciones empíricas de amplitud y frecuencia en lugar de modelos no lineales ajustados a ellas. Esto se debe

a que la última opción tiene sentido cuando se busca generar acelerogramas sintéticos similares a uno dado (por ejemplo, en estudios de daños causados por un evento que haya sido registrado) o cuando se pretende realizar un estudio estadístico de los parámetros de las funciones $\xi(t)$ y $\kappa(t)$. Como en el caso presente no se trata de modelar un evento dado y, además, la base de datos disponible no es lo suficientemente amplia como para obtener una modelación fiable de los múltiples parámetros de ambas funciones, se ha optado por utilizar las funciones empíricas directamente en la estabilización estacionaria de cada registro y concentrar el estudio estadístico en los parámetros de la densidad espectral ω_g y ν_g .

Este proceso se realiza en dos fases. Inicialmente se estabiliza el registro en amplitudes dividiendo la señal por la función de amplitudes empírica o ajustada:

$$m_1(t) = \frac{a(t)}{\xi(t)} \quad (3)$$

Luego, la señal así obtenida se mapea del eje de tiempo ficticio constituido por la función de modulación de frecuencias al eje de tiempo real:

$$m(t) = m_1(\kappa(t)) \quad (4)$$

Como ilustración de este proceso, la figura 3 muestra la historia de aceleración estabilizada correspondiente al registro No. 7 de la figura 1. Las densidades espectrales de potencia de los registros estabilizados se calcularon como el promedio de las densidades de tres segmentos de los mismos. Para el cálculo se utilizó la ventana espectral de Hanning (cf. Priestley 1981).

3. Cálculo de la duración del segmento de fase fuerte, s_0 , según la definición de Vanmarcke y Lai (1980):

$$s_0 = 2 \ln \left(\frac{2s_0}{T_s} \right) \frac{E_\infty}{\max(a(t))}, \quad s_0 \geq 1.36T_s \quad (5)$$

y

$$s_0 = 2 \frac{E_\infty}{\max(a(t))}, \quad s_0 \leq 1.36T_s \quad (6)$$

donde T_s es el período dominante de las ondas en la fase fuerte y E_∞ es la energía del registro dada por

$$E_\infty = \int_0^\infty a^2(t) dt \quad (7)$$

Esta duración se utilizará para modelar la modulación de amplitudes en la generación de acelerogramas sintéticos que se discute más adelante.

4. Cálculo de los parámetros espectrales del modelo de Clough y Penzien. A los parámetros ω_f y ν_f se les asignaron unos valores fijos que se juzgaron adecuados a la vista de los espectros empíricos de los registros estabilizados, mientras que los parámetros de la parte de Kanai - Tajimi del espectro se calcularon siguiendo el método de ajuste de los momentos espectrales (Lai 1982; Faravelli 1988a). Este método consiste en calcular los parámetros del modelo a partir de la igualdad de los momentos espectrales de éste a los obtenidos a partir del registro estacionario. Los momentos espectrales están definidos como

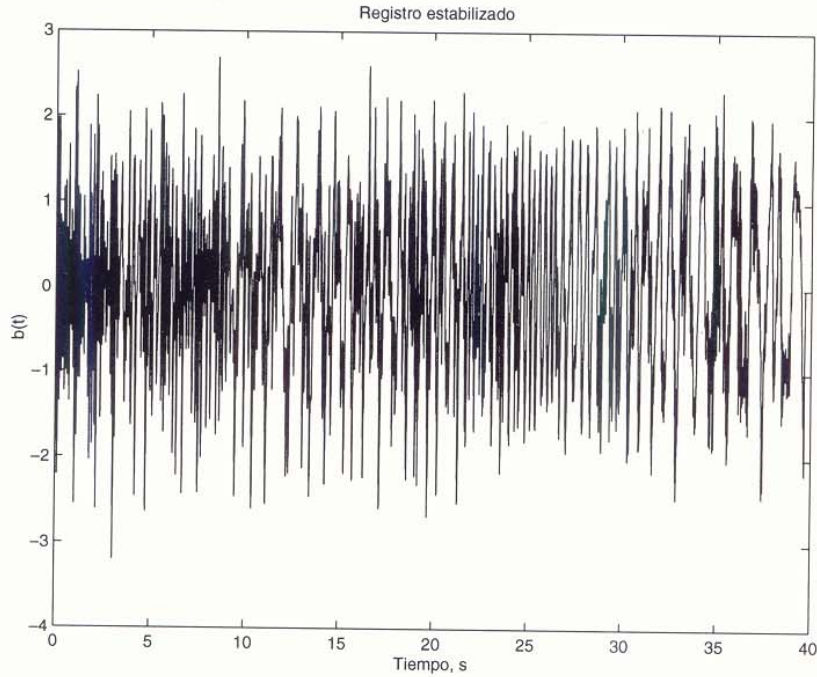


Figura 3 Acelerograma estacionario obtenido del registro No. 7
(unidades: s, cm/s²)

$$\lambda_j = \int_0^{\infty} \omega^j G(\omega) d\omega \quad (8)$$

Para calcular los tres valores desconocidos del modelo (G_w , ω_g y ν_g) se requiere resolver simultáneamente las ecuaciones correspondientes a los momentos de órdenes 0, 1 y 2 por medio de un algoritmo de estimación no lineal (Bard 1974; Press *et al.* 1992). Para ello se utilizaron las ecuaciones explícitas de los momentos espectrales del filtro de Kanai - Tajimi obtenidas por Faravelli (1988a). El algoritmo de ajuste no lineal utilizado fue el Levenverg - Marquart. Por otra parte, con el fin de evitar un sesgo en la estadística de los valores se prescindió de algunos registros del sismo No. 8 y de todos los del No. 9, que es una réplica del anterior.

La tabla 2 reúne los valores de los parámetros s_0 , ω_g y ν_g . En las figuras 4 y 5 se presentan histogramas de los dos últimos valores junto con las funciones de densidad siguientes (tipos Weibull y Lognormal, respectivamente) que se han juzgado adecuadas para ellas:

$$f(\omega_g) = \frac{1.55}{5.1} \left(\frac{\omega_g - 7.5}{5.1} \right)^{0.55} \exp \left[- \left(\frac{\omega_g - 7.5}{5.1} \right)^{1.55} \right] \quad (9)$$

$$f(\nu_g) = \frac{1}{0.3865 \sqrt{2\pi} \nu_g} \exp \left[- \frac{1}{2} \left(\frac{\ln \nu_g + 1.9442}{0.3865} \right)^2 \right] \quad (10)$$

Tabla 2 Valores calculados de los parámetros del modelo estocástico

Registro No.	s_0 (s)	$a_{\max}$ (cm/s ²)	ω_g (rad/s)	ν_g
5	9.73	48.60	8.85	0.150
6	12.04	16.30	16.34	0.247
7	20.24	16.25	17.49	0.262
8	14.31	16.29	13.93	0.250
9	13.33	14.88	15.55	0.233
10	21.34	6.22	10.92	0.093
11	21.36	6.75	10.86	0.135
12	22.17	6.34	10.17	0.093
13	22.85	5.86	9.11	0.119
14	30.70	14.83	12.09	0.145
15	32.99	13.92	11.03	0.149
24	21.46	9.44	8.83	0.052
25	29.93	5.90	9.24	0.069
26	20.34	12.30	9.11	0.077
27	13.16	19.99	9.32	0.086
28	16.53	26.42	13.66	0.191
29	20.46	38.02	13.48	0.184
30	25.34	22.98	11.23	0.133
31	14.10	28.53	11.31	0.122
32	12.94	55.86	9.01	0.136
33	25.46	35.38	9.53	0.110
34	16.14	51.58	17.03	0.229
35	11.91	46.78	18.93	0.231
36	19.30	35.26	13.22	0.181
37	24.46	34.06	12.16	0.178

La figura 6 muestra la densidad espectral evolutiva del registro 7 correspondiente al modelo de Yeh-Wen, la cual fue calculada con los parámetros que aparecen en la tabla 2 y usando sus función empírica de evolución de frecuencias $\hat{\kappa}(t)$. Como modulación de amplitudes se usó la función de Amin y Ang (1966)

$$\xi(t) = \begin{cases} \frac{t}{t_1}, & t \leq t_1 \\ 1, & t_1 \leq t \leq t_2 \\ e^{-c(t-t_2)}, & t_2 \leq t \end{cases} \quad (11)$$

con parámetros $t_1 = 2$ s, $c = 0.18$ y $t_2 = t_1 + s_0$.

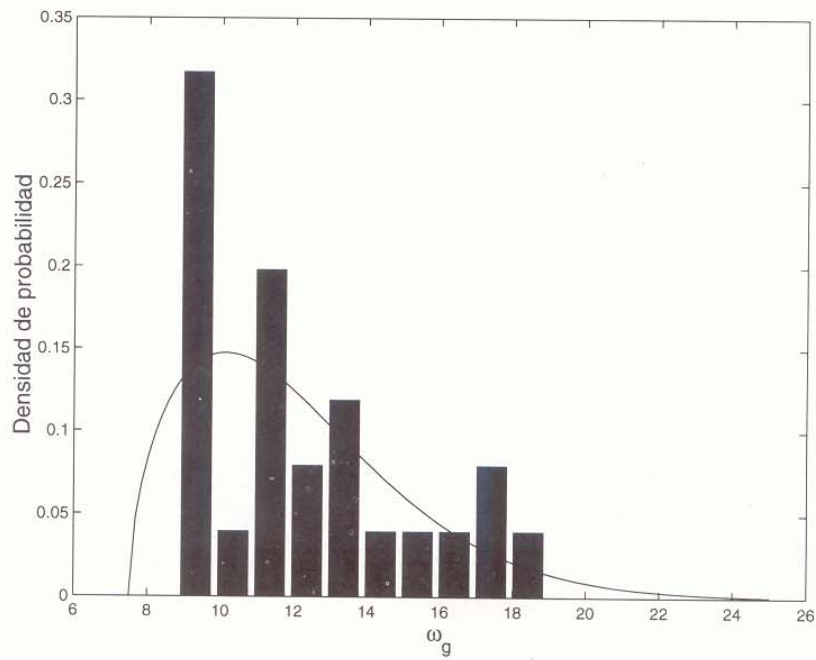


Figura 4 Histograma y modelo probabilista de la frecuencia de Kanai-Tajimi para Manizales (unidades: rad/s)

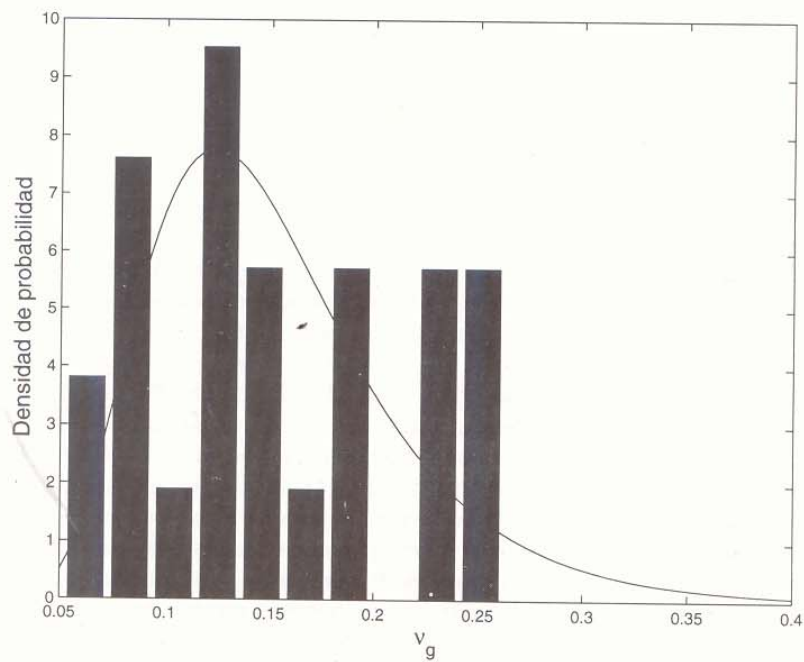


Figura 5 Histograma y modelo probabilista del amortiguamiento de Kanai-Tajimi para Manizales

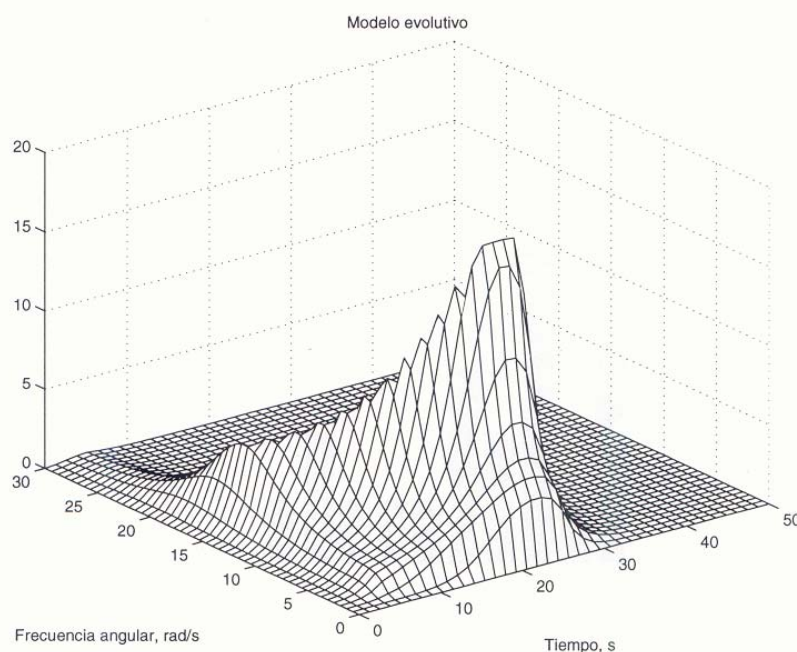


Figura 6 Densidad espectral evolutiva basada en el registro No. 7
(unidades: s , cm/s^2)

4. GENERACIÓN DE ACELEROGRAMAS ARTIFICIALES

Con el fin de utilizar el modelo espectral así definido para generar acelerogramas artificiales adecuados para la ciudad consistentes con su amenaza sísmica, se hace necesario examinar la relación existente entre los valores s_0 , ω_g y ν_g de un lado y la aceleración máxima, $a_{\max}$, por otro, debido a que la amenaza sísmica se encuentra definida para todo el territorio nacional de Colombia en términos de ésta (García *et al.*, 1984). La figura 7 muestra la relación existente entre s_0 y $a_{\max}$. En ella también se recogen los datos de la costa oeste norteamericana evaluados por Lai (1982). Puede observarse que los datos de Manizales muestran la misma tendencia a una correlación negativa de s_0 con respecto a $a_{\max}$, lo cual se explica principalmente por el hecho de que la duración crece con la distancia epicentral al contrario que la aceleración máxima. Asimismo, se puede ver que los datos de Manizales, en el pequeño rango de aceleraciones que ha sido posible registrar hasta el momento, muestran una dispersión muy inferior que los usados por Lai (1982), lo que se debe a la mayor homogeneidad de la muestra de Manizales. Esto ilustra la inconveniencia de utilizar información de bases de datos correspondientes a regiones diversas en estudios de objetivo local como aquellos para los cuales un trabajo como este pretende servir de insumo, es decir, la generación de acelerogramas artificiales para estudios de vulnerabilidad y riesgo.

Sobre la base de la información reunida en la tabla 2 se ha calculado la siguiente regresión entre duración de la fase fuerte y aceleración máxima:

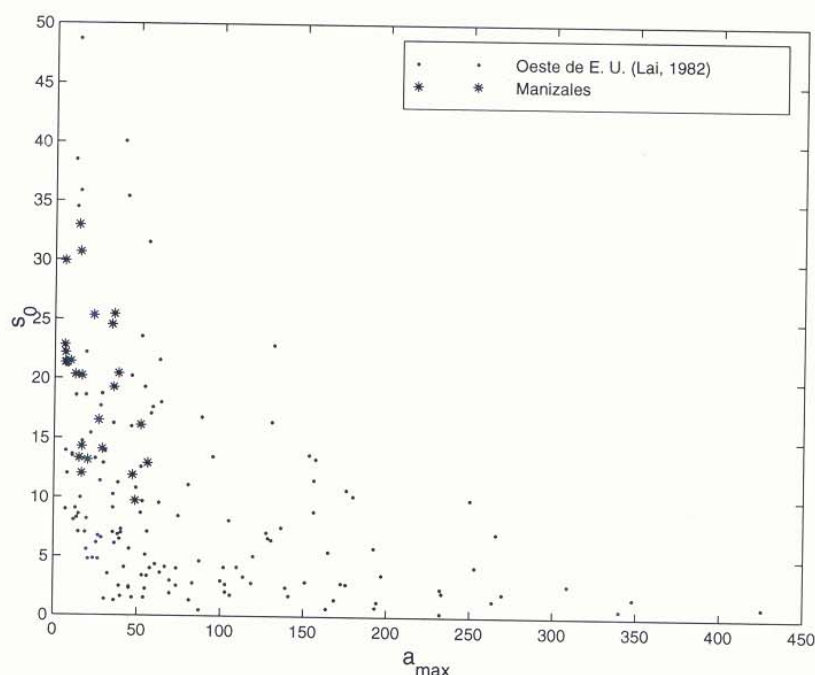


Figura 7 Relación aceleración máxima / duración de la fase fuerte (unidades: s, cm/s²)

$$s_0 = -0.1849 a_{\max} + 24.0612 + \epsilon \quad (12)$$

En esta expresión ϵ es una variable aleatoria normal con media cero y desviación estándar 5.58 s. Como quiera que para valores altos de aceleración se puede obtener duraciones negativas, se propone fijar un valor mínimo de 1 s. La relación se postula lineal pues la escasez de datos no permite suponer otra cosa.

De otra parte, las figuras 8 y 9 muestran las relaciones $\omega_g - a_{\max}$ y $\nu_g - a_{\max}$, respectivamente. En consonancia con lo observado por Lai (1982), ninguna de las dos variables muestra una tendencia definida a crecer o disminuir con la aceleración máxima, lo cual hace que, para efectos prácticos, puedan ser consideradas efectivamente como propiedades (estocásticas) de los suelos de la región bajo estudio, modeladas por las ecuaciones (8) y (9), respectivamente. Para estudios de vulnerabilidad y riesgo, en los cuales se hace necesario generar acelerogramas artificiales para un rango amplio de aceleraciones máximas, esta independencia de los parámetros espectrales del nivel de aceleración sísmica permite generar los acelerogramas a partir de una misma densidad espectral caracterizada ella misma por parámetros aleatorios. En consecuencia, el proceso de generación de acelerogramas artificiales propuesto para la ciudad, a partir del modelo estocástico así definido, es el siguiente:

1. Definir la aceleración máxima objetivo del registro.
2. Generar una duración aleatoria de la fase fuerte, teniendo en cuenta que el parámetro ϵ en la ecuación (12) es aleatorio.

3. Generar valores aleatorios de los parámetros de la densidad espectral de potencia de acuerdo a sus distribuciones (ecuaciones 9 y 10).
4. Generación de un ruido blanco de duración equivalente a la duración total del evento y aplicación de la función de modulación de Amin y Ang (ecuación 11).
5. Simulación del acelerograma por medio de la solución de para $\ddot{U}_f$ de la dinámica del filtro variable de Clough - Penzien:

$$\ddot{U}_g + (2\nu_g\omega_g\dot{\kappa} - \frac{\ddot{\kappa}}{\dot{\kappa}})\dot{U}_g + \omega_g^2\dot{\kappa}^2U_g = -\dot{\kappa}^2\xi(t)W(\kappa(t)) \quad (13)$$

$$\ddot{U}_f + (2\nu_f\omega_f\dot{\kappa} - \frac{\ddot{\kappa}}{\dot{\kappa}})\dot{U}_f + \omega_f^2\dot{\kappa}^2U_f = -2\nu_g\omega_g\dot{\kappa}\dot{U}_g - \omega_g^2\dot{\kappa}^2U_g \quad (14)$$

6. Corrección de la línea de base.

5. VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS SIN DISEÑO SISMO-RESISTENTE

Como una primera aplicación práctica del modelo estocástico expuesto, en este apartado se hará uso de él para estimar la vulnerabilidad de una estructura representativa de las construcciones de concreto reforzado carentes de diseño sismo-resistente bajo condiciones de un sismo fuerte. Como valor indicativo de éste último se toma el correspondiente a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, caracterizado por una celeración máxima de 0.25 g y reglamentado por el código de diseño sismo-resistente de la ciudad para las construcciones nuevas. La meta de este análisis es la obtención de una función de distribución de probabilidad del daño de una estructura representativa de los edificios de la ciudad de la época anterior a la expedición de la primera norma sísmica (1981), la cual permite estimar el escenario posible de daños y pérdidas en ese grupo de edificios.

El método que se seguirá para esta evaluación es el *método de Monte Carlo* (Hurtado and Barbat 1998), que consiste en la realización de un amplio número de análisis deterministas de la estructura con datos aleatorios con el fin de disponer de una muestra sobre la cual realizar las estadísticas correspondientes. Los pasos requeridos por el método en un caso como este son los siguientes:

1. Diseño de una estructura altamente representativa de la época. La estructura en cuestión es un edificio de concreto reforzado de seis plantas, con cinco marcos de dos vanos cada uno, que soportan losas de concreto y cargas vivas de tipo vivienda. El diseño se realizó de acuerdo a las normas y costumbres de las décadas de los sesenta y setenta.
2. Definición de un índice de daño. En los últimos años se ha impuesto en la literatura internacional el modelo de Park y Ang (Park 1984; Ang 1987) el cual estima el daño producido en cada elemento estructural como función de la deformación máxima y de la energía disipada. La ecuación del índice para un elemento i es

$$d_i = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y\delta_u} \int dE \Big|_i \quad (15)$$

donde δ_m y δ_u son la deformación máxima bajo carga sísmica y bajo carga monotónica, respectivamente, F_y la resistencia a cedencia del elemento y β un coeficiente de peso de

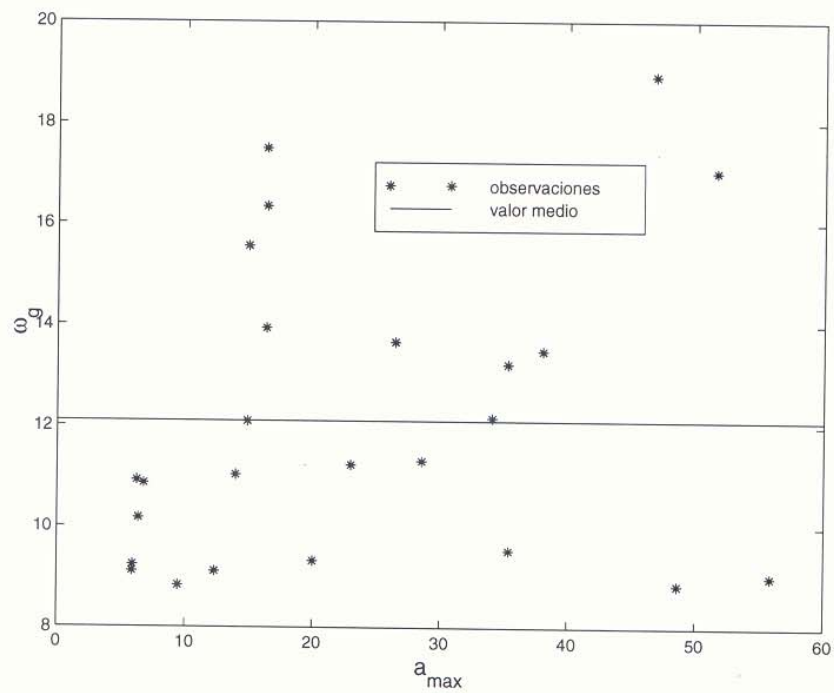


Figura 8 Relación aceleración máxima/frecuencia del filtro (unidades: cm/s^2 , rad/s)

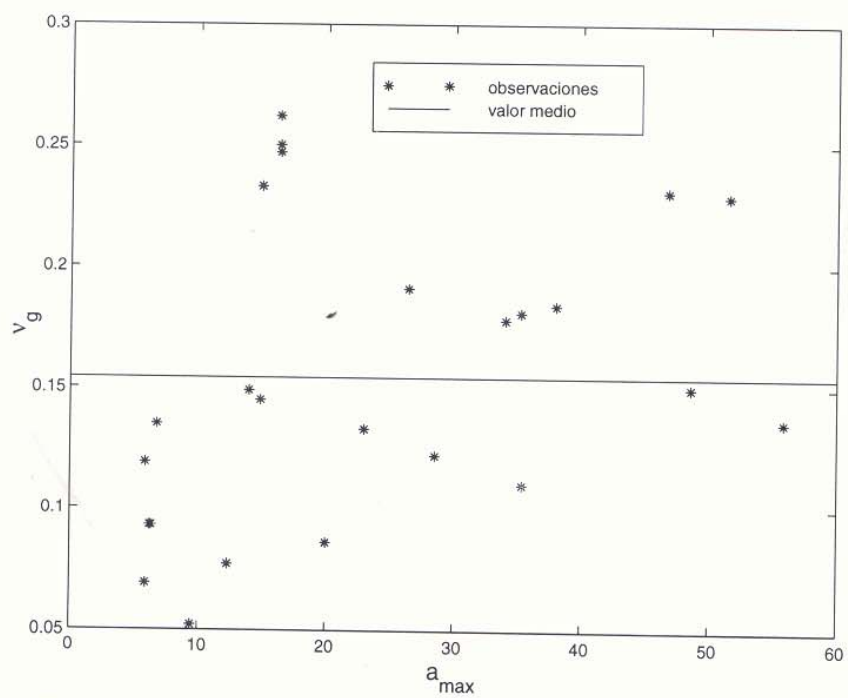


Figura 9 Relación aceleración máxima/amortiguamiento del filtro

la energía disipada por histéresis, E . Park (1984) propone expresiones para las variables mencionadas y modelos de histéresis para cada tipo de carga a los que típicamente se ven sometidos los elementos estructurales bajo sismos: flexo-compresión, corte y adherencia. Asimismo, para un edificio en su conjunto, propone tomar como índice de daño global la expresión

$$D = \frac{\sum E_i d_i}{\sum E_i} \quad (16)$$

que implica el tomar la energía disipada como factor de ponderación. La mayor ventaja de este índice es que ha sido cuidadosamente calibrado con respecto a daños sísmicos realmente ocurridos por medio de análisis no lineales de historia de respuesta de varios edificios sometidos a los registros de los terremotos correspondientes (Ang 1987). La tabla 3 muestra los rangos de valores del índice correspondientes a varias calificaciones del daño, los cuales suelen ser tomados como referencia en diferentes estudios de este tipo (Barbat *et al.* 1995; Singhal and Kiremidjian 1996; Abrams and Shinozuka 1997).

Tabla 3 Rangos del índice de Park y Ang para diferentes estados de daño (Singhal and Kiremidjian 1996)

Estado de daño	Rango
Leve	0.1 - 0.2
Moderado	0.2 - 0.5
Fuerte	0.5 - 1.0
Colapso	> 1.0

- Definición de las variables aleatorias. En este caso se tomarán las variables que se indican en la tabla 4. La variable f'_c es la resistencia última del concreto a compresión, cuya media se toma igual a 1.14 veces la resistencia nominal del concreto de diseño común en la época, 0.02058 kN/mm². En cuanto a la media de la resistencia última del acero f_y , se toma un cinco por ciento superior a la nominal, 0.4116 kN/mm².
- Generación de conjuntos de datos aleatorios y combinación de los mismos de acuerdo a una técnica de reducción de la varianza, que para este caso será la de *muestreo descriptivo* (Ziha 1995).
- Generación de un conjunto igual de acelerogramas sintéticos por medio de la solución de las ecuaciones del filtro variable de Clough-Penzien
- Análisis de historia de respuesta no lineal de todos los modelos con los grupos de datos aleatorios. Para este propósito se utilizó el programa IDARC (Kunnath *et al.* 1992), desarrollado para el análisis inelástico de estructuras de concreto reforzado.
- Análisis estadístico de los resultados.

Se realizaron en total 66 análisis inelásticos del modelo. La figura 10 muestra los valores de la distribución de probabilidad empírica del índice de daño. A ellos se ha ajustado una función lognormal, la cual permite estimar las probabilidades asociadas a estados

Tabla 4 Descripción de las variables aleatorias

No.	Variable	Distribución	μ	σ
1	ϵ	Normal	0	5.58
2	ω_g	Weibull	12.096	3.022
3	ν_g	Lognormal	0.154	0.062
4	f_y^c	Normal	0.0239	0.0033.5
5	f_y	Lognormal	0.4410	0.04851

Tabla 5 Probabilidades de excedencia del índice de daño

d	$P[D > d]$
0.1	9.998 E -01
0.2	5.060 E -02
0.3	1.409 E -06
0.4	3.864 E -12

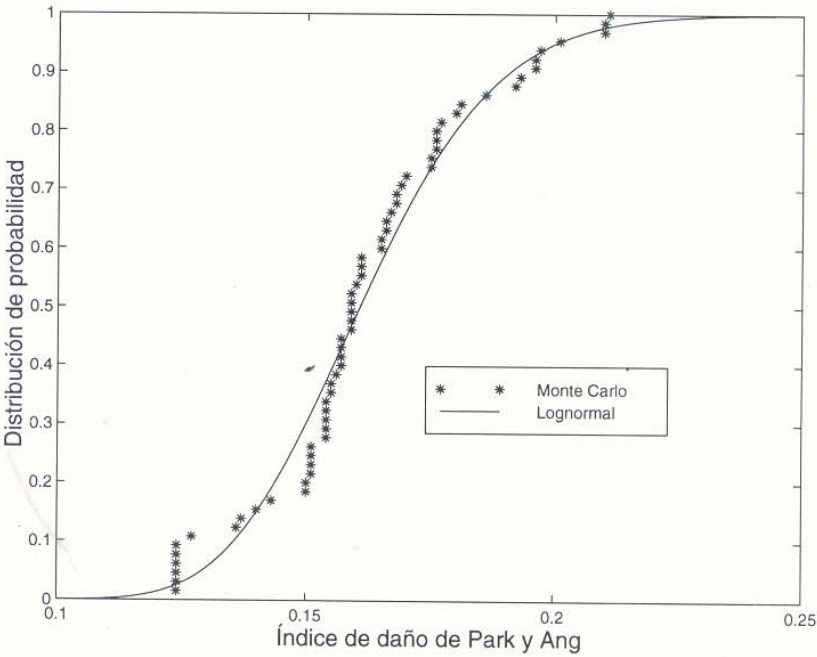


Figura 10 Funciones de distribución del índice de daño de Park y Ang

no observados en la simulación, indicados en la tabla 5. Allí puede observarse que para el grado de daño leve hay casi total certeza de su ocurrencia en el tipo de estructuras consideradas, mientras que las probabilidades correspondientes a niveles de daño mayores son muy reducidas. El fuerte contraste entre estos valores de probabilidad de excedencia entre los grados leve y moderado se explica por el reducido valor del coeficiente de variación del índice de daño, que es tan solo de 0.133. Una dispersión menor aún se obtuvo en el caso del radio de deriva máxima (definida como la relación entre la deriva de piso y su altura). La media y el coeficiente de variación de esta variable fueron, respectivamente, 0.0092 y 0.05. Con el fin de valorar este resultado, es conveniente mencionar que los códigos de diseño sismo-resistente especifican un valor máximo del radio de deriva entre 0.01 y 0.015 como medida de prevención del colapso. Esto, junto a la valoración probabilista del índice de daño, permite concluir que, al menos teóricamente, las estructuras regulares sin diseño sísmico de la ciudad no presentan una vulnerabilidad alta ante los sismos más fuertes que se esperan en ella y que es poco probable que sufran daños considerables en tal caso. Con el fin de complementar esta diagnóstico preliminar deben efectuarse estudios similares en estructuras irregulares sin diseño sismo-resistente.

CONCLUSIONES

En este trabajo se ha expuesto la estimación de un modelo estocástico de la acción sísmica sobre una ciudad colombiana, que permite realizar diferentes estudios probabilistas de vulnerabilidad y riesgo de estructuras por medio de métodos analíticos o por técnicas de Monte Carlo. De las múltiples variables que componen el modelo evolutivo se ha centrado la atención en la duración de la fase fuerte y en la frecuencia y amortiguamiento del filtro, los cuales se han estimado por técnicas de parametrización no lineal. Las funciones de probabilidad y las regresiones propuestas sirven como base para generar los acelerogramas artificiales requeridos para los estudios de vulnerabilidad sísmica por el método de Monte Carlo. Una aplicación desarrollada en este sentido muestra que los edificios regulares construidos en la ciudad sin diseño sismo-resistente presentan una vulnerabilidad reducida ante movimientos considerados como fuertes en las normas de construcción de la ciudad.

REFERENCIAS

- Abrams, D. P. and Shinozuka, M (editors) (1997): Loss Assessment of Memphis Buildings. Technical Report NCEER-97-0018, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Amin, M. and A.H.S. Ang (1966): *A nonstationary stochastic model for strong motion earthquakes*. Structural Research Series, 306, University of Illinois, Department of Civil Engineering
- Ang, A.H.S. (1987): Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings, in *Stochastic methods in structural dynamics*, edited by G. I. Schuëller and M. Shinozuka. Martinus Nijhoff Publishers.
- Arango, W. I., Jaramillo, J. H. (1994): Sismicidad histórica de Manizales. Tesis de grado. Universidad Nacional, Manizales.

- Barbat, A., Yepez, F. and Canas, J. A. (1996): Damage Scenario Simulation for Risk Assessment in Urban Zones. *Earthquake Spectra*, 12:371-394.
- Bard, Y. (1974): *Nonlinear Parameter Estimation*. Academic Press, San Diego.
- Casciati, F. and L. Faravelli (1991): *Fragility Analysis of Complex Structural Systems*. Research Studies Press Ltd., Taunton.
- Clough, R. W. and J. Penzien (1993): *Dynamics of Structures*, 2nd edition. McGraw Hill, New York, U. S. A.
- Córdoba, S. L., Gómez, H. D. (1987): Acelerogramas, espectros de respuesta y variaciones temporales de las frecuencias de sismos colombianos. Tesis de grado. Universidad Nacional, Medellín.
- Faravelli, L. (1988a): Stochastic modeling of the seismic excitation for structural dynamics purposes, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 3:189-195.
- Faravelli, L. (1988b): Source-to-site seismic models in structural dynamics, in *Proceeding of the 3rd. International Conference on Recent Advances in Structural Dynamics*, held in Southampton, 1988. 1021-1032.
- García, L. E., Sarria, A., Espinosa, A., Bernal, C. E. y Puccini, M. (1984): Estudio general del riesgo sísmico de Colombia. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá.
- Hurtado, J. E., Prieto, S. D., Hincapié, J. E. (1981): Estudios para la recuperación post-sísmica de la Universidad de Caldas. *IV Jornadas Estructurales de la Ingeniería de Colombia*. SCI, Bogotá.
- Hurtado, J. E., Prieto, S. R., Galvis, J. y Jaramillo, J. O. (1995): Investigaciones sísmicas y espectros de diseño en Manizales. *XI jornadas estructurales de la ingeniería de Colombia*, pgs. 302-325. Sociedad Colombiana de Ingenieros, Santa Fé de Bogotá.
- Hurtado, J.E., A.H. Barbat and A. A. M. F. da Cunha (1996c): Nonlinear random vibration of base isolated buildings under evolutionary seismic input, in *Earthquake Engineering. Proceedings of the Eleventh World Conference*, held in Acapulco, Mexico, 1996, paper 249. Balkema, Rotterdam.
- Hurtado, J.E. and A.H. Barbat (1998): Monte Carlo Techniques in Computational Stochastic Mechanics. *Archives of Computational Methods in Engineering* 5:3-30
- Hurtado, J. E. (1998): Stochastic dynamics of hysteretic structures. Application to the seismic analysis of base isolated buildings. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Kanai, K. (1961): An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motions. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, University of Tokio. 39:85-95.
- Kunnath, S. K., Reinhorn and A. M., Lobo, R. F. (1992): IDARC Version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures. Technical Report NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Lai, S. P. (1982): Statistical characterization of strong ground motions using power spectral density function. *Bulletin of the Seismological Society of America* 72:259-274.

- Park, Y. J. (1984): Seismic damage analysis and damage - limiting design of R/C structures. Doctoral Thesis. University of Illinois.
- Press, W. H., S. A. Teukolsky, W. T. Vetterling and B. P. Flannery (1992): *Numerical Recipes in FORTRAN*, 2nd edition. Cambridge University Press, Cambridge.
- Priestley, M. B. (1981): *Spectral Analysis and Time Series*. Academic Press, London.
- Rubinstein, R. Y. (1981): *Simulation and the Monte Carlo Method*. John Wiley and Sons, New York.
- Shinozuka, M. (1987): Stochastic fields and their digital simulation, in *Stochastic Methods in Structural Dynamics*, edited by G. I. Schuëller and M. Shinozuka. Martinus Nijhoff Publishers.
- Singhal, A. and Kiremidjian, A. S. (1996): Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage. *Journal of Structural Engineering*, 122: 1459-1467.
- Tajimi, H. (1960): A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake, in *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, held in Tokyo and Kyoto, 1960. Science Council. 2:781-797.
- Vanmarcke, E. H. and S. P. Lai (1980): Strong-motion duration and RMS amplitude of earthquake records. *Bulletin of the Seismological Society of America* 70:1293-1307.
- Yeh, C.H. and Y. K. Wen (1990): Modeling of nonstationary ground motion and analysis of inelastic structural response. *Structural Safety*, 8:281-298.
- Ziha, K. (1995): Descriptive Sampling in Structural Safety, *Structural Safety*, 17:33-41.

Los materiales compuestos en el refuerzo de puentes

M^a Dolores Gómez Pulido

PEDELTA, S.L., Ingeniería de Estructuras
Barcelona, España
e-mail: pedelta@caminos.recol.es

Juan Sobrino Almunia

Universidad Politécnica de Cataluña
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Edificio C1, Campus Norte UPC
Grán Capitán s/n, 08034 Barcelona, España
e-mail: sobrino@etseccpb.upc.es

RESUMEN

En el presente artículo se describe un sistema de refuerzo de estructuras de hormigón aplicando materiales compuestos, constituidos por fibras de carbono y resina epoxídica, en forma de laminados adheridos externamente a la estructura. Junto a una breve descripción del concepto de materiales compuestos, propiedades y aplicaciones de los mismos, se expondrán las principales razones que han convertido a este sistema de refuerzo en una auténtica alternativa frente a métodos convencionales, principalmente a flexión. Posteriormente se comentarán los criterios de diseño empleados en el proyecto y diseño de las estructuras reforzadas que se presentan (particularizados, fundamentalmente, para los laminados unidireccionales constituidos por fibras de carbono y resina epoxídica), así como los diversos procesos constructivos que se llevan a cabo según el tipo de material compuesto aplicado en el refuerzo. Al final del trabajo los autores exponen las principales conclusiones que han obtenido a través de los refuerzos con materiales compuestos con fibra de carbono realizados.

1 INTRODUCCIÓN

La aplicación de laminados compuestos de fibra de carbono y resina epoxídica en el refuerzo de estructuras de hormigón, metálicas, de madera, de piedra, etc. comienza a constituir, en la presente década, una auténtica alternativa al sistema de refuerzo convencional mediante encolado de chapas

de acero (fundamentalmente en refuerzos a flexión), tanto por sus mejores prestaciones mecánicas específicas y resistencia a la corrosión, como por los ahorros obtenidos en el proceso total del refuerzo, gracias a la ligereza que presentan los materiales compuestos, facilitando su transporte, manejo y puesta en obra, empleando medios auxiliares ligeros durante cortos periodos de tiempo.

La primera aplicación en España del presente sistema de refuerzo se llevó a cabo en el puente del Dragó (Barcelona, 1.996). A nivel mundial, la primera estructura mediante láminas encoladas de materiales compuestos con fibra de carbono data de 1.991: el puente Ibach, en Lucerna.

Tan sólo en Suiza y Alemania, el número de realizaciones de refuerzos de estructuras (tanto puentes como edificios) con láminas compuestas encoladas asciende a más de doscienta cincuenta, existiendo más de un millar mundialmente (concentradas, fundamentalmente, en Suiza, Alemania, Japón, EE.UU. y Canadá). En España, en la actualidad, podemos encontrar varias decenas de realizaciones (1).

2 MATERIALES COMPUESTOS

El término material compuesto se reserva para aquellos materiales bifásicos (fibra + matriz) fabricados expresamente para mejorar los valores de las propiedades que los materiales constituyentes presentan por separado, exhibiendo una interfaz identificable entre ellos.

Si bien la variedad de los mismos es enorme, se cumple como denominador común la existencia de un elemento fibroso, que aporta rigidez y resistencia, con un ratio longitud/espesor claro, y una matriz (generalmente resina) que configura geométricamente el material compuesto.

Normalmente, la matriz es flexible y poco resistente, con la misión principal de transmitir los esfuerzos de unas fibras a otras, y entre ellas y la superficie adyacente, además de proteger a las fibras de posibles daños mecánicos y ambientales.

Las fibras empleadas pueden estar constituidas por carbono, vidrio, boro, aramida, metal, cerámica, etc. La naturaleza de las matrices también puede ser muy variada: orgánicas, minerales, metálicas, cerámicas, etc. Referente a las aplicaciones en la ingeniería civil, el mercado de los materiales compuestos lo conforman, mayoritariamente, las matrices orgánicas y las fibras de carbono, vidrio y aramida.

2.1 Propiedades de los materiales compuestos

Como propiedades generales podemos destacar: elevadas resistencias mecánicas (comportamiento lineal hasta rotura), resistencia a la corrosión, resistencia a los ataques químicos, ligereza, presentación en cualquier longitud (eliminación de juntas), muy buen comportamiento a fatiga, buenas propiedades dieléctricas, etc.

Cuando las fibras, dentro del material compuesto, se encuentran orientadas en una única dirección (presentación industrial conocida como *roving*), nos encontramos con un material anisótropo, obteniéndose la máxima resistencia y módulo en la dirección del eje de las fibras. Una disposición del refuerzo en dos direcciones (presentación denominada *tejido*) produce diferentes resistencias según el ángulo que formen las fibras. En el caso de que las fibras se encuentren orientadas en todas direcciones (presentación denominada *mats*), el comportamiento del compuesto es isotrópico, reduciéndose sustancialmente los valores de la resistencia en relación con los obtenidos en los compuestos tipo *roving* según la dirección de las fibras.

La forma de los materiales compuestos más usual empleada en aplicaciones estructurales se denomina laminado, constituido por varias láminas de fino espesor. Dependiendo de la orientación de las fibras en cada lámina y de la secuencia de las mismas dentro del laminado se puede generar un amplio rango de propiedades mecánicas y físicas.

Las propiedades mecánicas del material compuesto, en cualquier dirección, dependen del porcentaje de fibras, en volumen, orientadas en la misma dirección, así como de las propiedades

mecánicas de las fibras, de la longitud, forma y composición de las fibras, de las propiedades mecánicas de la resina y de la adherencia entre las fibras y matriz. Dichas propiedades dependen sobremanera de la dirección de medida en relación con la dirección de las fibras.

Las propiedades de la matriz influyen en la resistencia a cortante del material compuesto, así como en las propiedades químicas, eléctricas y térmicas del compuesto, además de dar soporte lateral contra el pandeo de las fibras bajo solicitaciones de compresión (2).

Para poder apreciar esta variabilidad de las propiedades de los materiales compuestos en función del tipo de fibra y de resina empleados, se adjunta en la figura nº 1 la relación tensión - deformación (ensayo uniaxial) para diversas fibras, así como para el acero de armado y pretensado; constatándose el carácter completamente lineal entre tensiones - deformaciones de los materiales compuestos llevados hasta rotura.

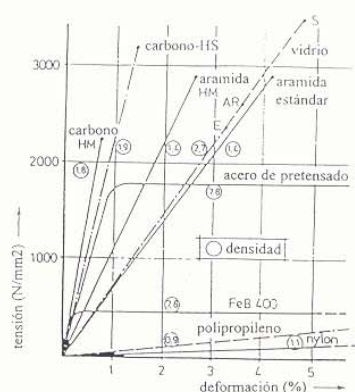


Figura 1 Densidades y curvas tensión - deformación (ensayo uniaxial), para diversas fibras sintéticas y aceros de armado y pretensado (5).

Dentro de las características más importantes que presentan algunos materiales compuestos frente a otros tenemos: excelente adherencia fibra - matriz (vidrio y carbono), estabilidad dimensional (bajo coeficiente de dilatación) (vidrio y carbono), incombustibilidad (vidrio), imputrescibilidad (vidrio), buenas propiedades dieléctricas (vidrio y carbono), etc.

2.2 Aplicaciones de los materiales compuestos

En todos aquellos casos donde la ligereza, la resistencia mecánica específica, la resistencia a la corrosión, el aislamiento eléctrico, la estabilidad dimensional, etc. sean importantes, se puede hablar de una presente o potencial aplicación de los materiales compuestos.

Dichas aplicaciones las encontramos en la industria automovilística, naval, aeronáutica, deportiva, eléctrica, defensa, construcción, bienes de consumo, materiales industriales y agrícolas, etc. Sorprende que, a pesar del impacto que tienen los materiales compuestos en otras áreas, su presencia en la Ingeniería Civil ha sido virtualmente inexistente.

No obstante, las aplicaciones llevadas a cabo en Construcción las encontramos en: estructuras de hormigón en ambientes agresivos, plataformas Off - Shore, depósitos (la primera aplicación estructural de los modernos materiales compuestos fue la construcción de depósitos a presión, mediante enrollamiento continuo de fibras de vidrio), anclajes al terreno, construcciones no conductivas, no magnéticas (radar, etc.), tuberías, refuerzos de estructuras, armaduras pasivas, armaduras activas, cables, paneles (edificación), tableros de pasarelas (pasarela de Aberfeldy, Reino Unido), perfilera, recubrimientos de túneles, etc.

Debido a la enorme potencialidad, aplicabilidad y variedad de los materiales compuestos, se requiere un detallado y juicioso estudio de selección de los mismos con objeto de conseguir una relación calidad/coste óptima y efectividad estructural.

3 REFUERZOS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Diferentes criterios pueden llevarnos a reforzar estructuras existentes: criterio de rigidez (reducción de flechas en servicio), criterio de resistencia (mejora en la capacidad máxima de carga) y criterio de durabilidad (limitaciones en el ancho y distribución de fisuras en el hormigón).

Las causas que pueden provocar dichas necesidades de refuerzo son muy diversas: daños mecánicos en las estructuras provocados por accidentes o impactos de vehículos, cambios funcionales, errores de cálculo en el proyecto o durante la ejecución, incremento de las cargas de tráfico, corrosión del refuerzo (acero), etc.

De entre los diversos métodos empleados en el refuerzo de estructuras, el encolado de chapas de acero mediante adhesivo estructural constituye uno de los sistemas más ampliamente utilizado y de mayor eficacia (fundamentalmente en zonas traccionadas de refuerzos a flexión), sobre todo desde el desarrollo experimentado en los últimos años en las técnicas adhesivas (la unión de la chapa de acero al sustrato mediante adhesivo estructural ha demostrado ser más eficaz que las realizadas con roblonado, atornillado, etc., gracias a una transmisión más uniforme de esfuerzos obtenida a través de la interfaz laminado – sustrato), (el primer caso de aplicación en edificación se produjo en Durban, Sudáfrica, en 1.964 y el primero en puentes se llevó a cabo en Swanley y Kent - Inglaterra-en 1.975-77) (6).

A pesar de la eficacia demostrada en el refuerzo mediante láminas encoladas de acero, nos encontramos con los siguientes inconvenientes manifiestos:

- Las láminas de acero constituyen elementos pesados en su manejo, transporte y ejecución, limitando las longitudes máximas de las chapas a 6 – 8 metros (surgiendo la problemática de las juntas). Debido a su elevada densidad, requieren medios auxiliares importantes para su apuntalamiento, empleados durante largos plazos de tiempo, pudiendo provocar molestias por los cortes de tráfico producidos o por la ejecución de obras en edificios en funcionamiento.
- Corrosión de la lámina de acero (afectando a la adherencia entre hormigón y chapa).
- Debido a la gran rigidez que presentan las chapas de acero, se requiere una elevada planeidad en las superficies de encolado.

Con la necesidad de solventar las deficiencias presentadas en la utilización de chapas metálicas, y ante el elevado y creciente número de estructuras existentes que requieren ser reforzadas, se desarrolló en los Laboratorios Federales Suizos para el Ensayo de Materiales (EMPA), a mediados de los años ochenta, un sistema alternativo de refuerzo a flexión a base de materiales compuestos (más del 5% de los puentes deteriorados en Europa pueden ser reforzados mediante esta nueva tecnología). En la actualidad, existen diversos laminados compuestos en el mercado para el refuerzo de estructuras.

La resistencia a la corrosión de los laminados compuestos permite que la adherencia entre sustrato (hormigón, madera, etc.) y lámina no sufra alteraciones, así como su reducida densidad frente al acero permite una mayor maniobrabilidad y facilidad en la ejecución, requiriéndose medios auxiliares ligeros con plazos de puesta en obra muy reducidos (las densidades de los diversos materiales compuestos pueden apreciarse en la figura 1). Esta mayor ligereza de los materiales compuestos permite su transporte en rollos de hasta 300 m de longitud, evitando la problemática de las juntas (figura 2). Como inconvenientes más representativos podemos enunciar el alto precio del material y los posibles modos de rotura frágiles de no proyectarse adecuadamente el refuerzo.



Figura 2 Vista de la láminas de material compuesto (roving), enrolladas.

Gracias al empleo de medios auxiliares más ligeros y durante un plazo de tiempo menor, se pueden llegar a obtener ahorros de hasta un 25% en el proceso total del refuerzo, compensando, de este modo, el mayor precio de los materiales compuestos frente al del acero.

Con lo expresado anteriormente, se puede afirmar que esta reciente tecnología de refuerzo a flexión mediante la aplicación de materiales compuestos tiene un rango de aplicación muy amplio, pudiéndose llevar a cabo no sólo donde los requerimientos de altas prestaciones, la maniobrabilidad y rapidez de la ejecución constituyan un punto importante, sino también donde el planteamiento sea estrictamente económico, gracias al ahorro que se obtiene por la utilización de medios auxiliares ligeros con plazos de ejecución mínimos.

4 CRITERIOS DE DISEÑO

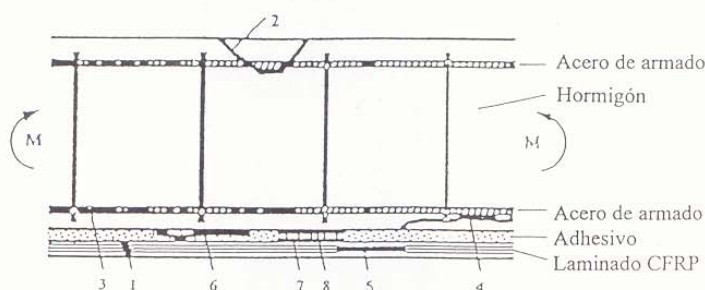
Como recomendaciones generales en el diseño de refuerzos de estructuras, tanto con materiales compuestos como con materiales más convencionales, podemos destacar las siguientes:

- Evitar el colapso de la estructura en el caso de eliminación del refuerzo (accidente, vandalismo, etc.).
- Contemplar el estado previo de deformaciones en la estructura antes de reforzar (redistribución de esfuerzos a nivel de estructura y seccional).
- Estudio de la idoneidad del refuerzo seleccionado.

El esquema general de cálculo comprendería la comprobación de la seguridad de la estructura sin reforzar (flexión, cortante, etc.), verificación de la seguridad de la estructura reforzada y verificación de los Estados Límites de Servicio.

La fiabilidad de una estructura reforzada con materiales compuestos depende sobremanera del tipo de material compuesto empleado (las características mecánicas de los mismos pueden variar con el tiempo, debido a fenómenos tales como el envejecimiento, etc.), la sollicitación de trabajo, condiciones ambientales a las que se verá sometida, etc., resultando compleja la extrapolación de los criterios de diseño y de los coeficientes de seguridad para los diferentes materiales compuestos, requiriéndose un estudio particular y riguroso para cada tipo de material y aplicación del mismo.

En la figura 3 se pueden apreciar los diversos modos de rotura que se pueden experimentar en elementos estructurales reforzados con materiales compuestos adheridos en zonas traccionadas (refuerzos a flexión).



- 1: Rotura a tracción del laminado.
- 2: Rotura por compresión en el hormigón.
- 3: Plastificación del acero de armado.
- 4: Rotura a tracción del hormigón.
- 5: Rotura interlaminar del laminado.
- 6: Rotura de la película adhesiva.
- 7: Rotura adherencia (superficie CFRP).
- 8: Rotura adherencia (superficie hormigón).

Figura 3 Sección longitudinal de una viga reforzada con láminas de materiales compuestos. Modos de rotura (6).

Los daños aquí señalados pueden conducir a roturas inmediatas del elemento o a roturas locales con efectos negativos para su capacidad portante.

En el Centro de Investigación suizo EMPA se han llevado a cabo (desde 1.985) de modo sistemático ensayos de estructuras reforzadas con láminas de materiales compuestos con fibra de carbono, bajo sollicitaciones estáticas y dinámicas y con diferentes condiciones climáticas (7). Los modos de rotura observados fueron los siguientes:

- Rotura de la lámina (tipo 1 en la figura 3) al alcanzarse la resistencia a tracción de la misma.
- Rotura en la zona de compresión del hormigón al superarse la deformación máxima a compresión (tipo 2).
- Rotura del acero al superarse su resistencia a fatiga o al excederse la deformación de fluencia (tipo 3).
- Desprendimiento de la lámina de material compuesto (tipo 4). Debido a un desplazamiento vertical de la superficie inferior de la viga provocado por irregularidades locales por insuficiente preparación de la superficie y/o a desplazamientos relativos de las paredes de las fisuras por fuerzas cortante, se puede producir la deflexión de la lámina; provocando grandes esfuerzos de tracción perpendicular a la lámina que podrían fisurar horizontalmente el hormigón y desprender la lámina en toda su longitud.
- No se presentó ninguna rotura del adhesivo a temperatura ambiente.

Las roturas tipo 1, 2 y 4 son graves por la rotura súbita que se puede producir en el elemento, mientras que los modos 5 a 8 pueden provocar una rotura local que, eventualmente, puede ser reparada.

4.1 Dimensionamiento a flexión

En el diseño de refuerzos a flexión se consideran, fundamentalmente, los mismos principios que se emplean en refuerzos mediante láminas de acero:

- Equilibrio de la sección.
- Compatibilidad de deformaciones.
- Hipótesis Navier – Bernouilli (secciones planas permanecen planas después de la deformación).

Los modelos constitutivos del hormigón y el acero son los comúnmente empleados (Código Modelo, Eurocódigos, etc.), mientras que para el material compuesto se utiliza una relación totalmente lineal entre tensiones y deformaciones hasta rotura.

Si bien se trata de un método simplificado, los resultados obtenidos concuerdan con suficiente exactitud con los resultados experimentales.

Con objeto de obtener una respuesta seccional dúctil, así como una mayor resistencia a flexión, se debe diseñar el refuerzo de modo que la rotura de la lámina de material compuesto se produzca durante la plastificación del acero y antes de que el hormigón alcance la rotura por compresión. En la figura 4 se puede apreciar el comportamiento dúctil a flexión de la sección crítica de la viga reforzada en el puente del Dragó (diagrama momento – curvatura).



Figura 4 Diagrama momento – curvatura, en sección crítica de la viga reforzada con láminas de materiales compuestos con fibra de carbono.

Para el caso concreto de refuerzos de estructuras mediante laminados unidireccionales (tipo rovings) de fibra de carbono con resina epoxídica, se exponen a continuación los principales criterios empleados en el diseño del refuerzo, basados en experimentos realizados en los laboratorios del EMPA (7), (8), (9), (10), (11), (12) y (13):

- Los anchos efectivos de la sección, donde se puede considerar la colaboración del laminado compuesto con el resto de la estructura, se detallan en la figura 5.

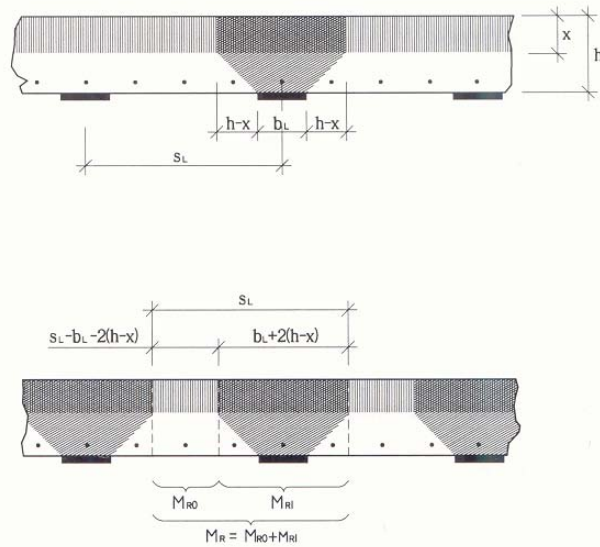


Figura 5 Determinación de anchos eficaces en secciones reforzadas.

donde

- h: canto de la estructura.
- x: bloque de compresiones.
- s_L : separación entre ejes de laminados.
- b_L : ancho del laminado.
- M_R : Momento resistente de una sección de ancho s_L .
- M_{R0} : Momento resistente de la zona reforzada.
- M_{R1} : Momento resistente de la zona no reforzada.

- Con objeto de considerar el efecto de la fisuración del hormigón se define un coeficiente de unión, κ , que relaciona los valores medios de las deformaciones con los valores máximos en el acero y laminado, afectando a la respuesta última seccional. Como se detalla en la figura 6, mientras en el hormigón fisurado a tracción se puede considerar constante la deformación en el hormigón, las deformaciones en el acero y en los laminados compuestos oscilan alrededor de un valor medio (zona entre fisuras), experimentando los valores máximos en las zonas próximas a las fisuras, traduciéndose en puntas en las tensiones de trabajo. Como los diagramas momento – curvatura representan la respuesta estructural de la sección en valores medios, la estructura no se agotará cuando se alcancen dichos valores, sino antes, debido al incremento de tensiones que se produce en las fisuras (el plano de deformaciones muestra los valores medios de las deformaciones en el acero y laminado, mientras que las tensiones y esfuerzos se refieren a la sección fisurada, donde se producen los valores máximos). Los diferentes valores de κ se expresan a continuación:

Acero

$$\kappa_s = \frac{\epsilon_{sm}}{\epsilon_{s,max}}$$

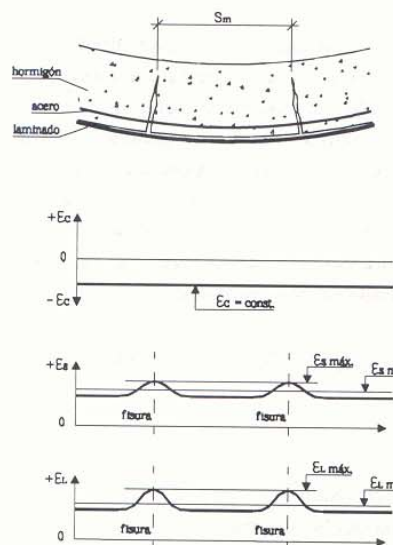
$$\kappa_s \approx 0.9 - 1.0 \text{ para } \sigma_{s,max} \geq f_{yd}$$

$$\kappa_s \approx 0.8 - 0.9 \text{ para } \sigma_{s,max} < f_{yd}$$

Laminado

$$\kappa_L = \frac{\epsilon_{Lm}}{\epsilon_{L,max}}$$

$$\kappa_L \approx 0.6 - 0.8 \text{ para } \sigma_{s,max} = f_{Ld}$$



donde

- s_m : separación media de fisuras.
- ϵ_c : deformación media del hormigón.
- ϵ_{sm} : deformación media del acero entre fisuras.
- ϵ_{Lm} : deformación media del laminado entre fisuras.
- $\epsilon_{s,max}$: deformación máxima del acero entre fisuras.
- $\epsilon_{L,max}$: deformación máxima del laminado entre fisuras.

Figura 6 Distribución de deformaciones en zona fisurada.

4.2 Dimensionamiento por deslaminación

Como se describió en el modo de rotura tipo 4 de la figura 3, el colapso de la estructura puede venir determinado por el desprendimiento del laminado (deslaminación). En la figura 7 se detalla gráficamente el proceso de deslaminación: las fisuras (de ancho w) producidas por solicitaciones de flexión, en zonas traccionadas, pueden experimentar un desplazamiento vertical relativo, δ , entre los labios de la fisura por solicitaciones de cortante, sufriendo el laminado ese mismo desplazamiento vertical que, al estar traccionado, experimenta una fuerza de tracción perpendicular a la lámina, pudiendo provocar en el hormigón una fisura horizontal que se puede extender hasta el comienzo de la misma, desprendiéndola.

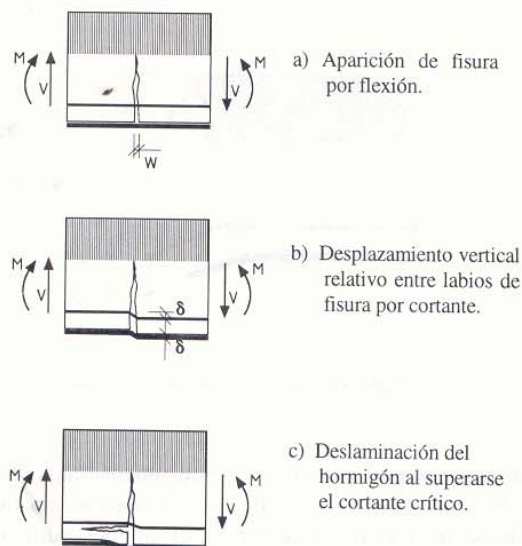


Figura 7 Proceso de deslaminación.

A continuación se adjunta una fórmula empírica propuesta para determinar la fuerza cortante que puede provocar el desprendimiento de la lámina (fenómeno de deslaminación), obtenida a partir de ensayos realizados en los laboratorios suizos EMPA, haciendo notar que, como en el caso del apartado de dimensionamiento a flexión, dichos resultados sólo son aplicables para el caso concreto de laminados unidireccionales con fibra de carbono y resina epoxídica, con un 60% en volumen de fibra. Dicha fórmula sólo es aplicable en elementos sometidos a carga uniforme, no siendo válida en casos donde se produzcan simultáneamente grandes solicitaciones de momentos flectores y esfuerzos cortantes, tales como elementos con grandes cargas puntuales o zonas de momentos negativos con grandes áreas de cortante (voladizos y zonas alrededor de columnas).

$$V_A = \tau_{CA}bx + \tau_{CA}b(h-x)(1 - \varepsilon_{Lm}/\xi) + \chi(E_sA_s + E_LA_L) \quad \text{con } (1 - \varepsilon_{Lm}/\xi) \geq 0$$

donde

- V_A : cortante crítico de deslaminación.
- τ_{CA} : Tensión cortante última del hormigón.
- b : Ancho de la viga o elemento.
- h : Canto de la viga o elemento.
- x : Posición de la fibra neutra.
- ε_{Lm} : Deformación de la lámina.
- E_sA_s : Módulo de deformación y área del acero de refuerzo.
- E_LA_L : Módulo de deformación y área del laminado.
- χ, ξ : Constantes determinadas experimentalmente donde se tiene en cuenta la calidad del hormigón.

Los valores de x y ε_{Lm} se deben calcular en la sección con esfuerzo cortante máximo.

El primer sumando de la ecuación que determina el valor de V_A representa la transferencia de cortante en la zona de compresión del hormigón, el segundo la transferencia de cortante por la interfaz entre las paredes de la fisura (efecto de encaje) y el tercero la transferencia de cortante debido a las fuerzas verticales en el acero de refuerzo y en el laminado provocadas por el desplazamiento vertical δ (efecto de armadura pasante). Todo ello se puede apreciar en el gráfico de la figura 8.

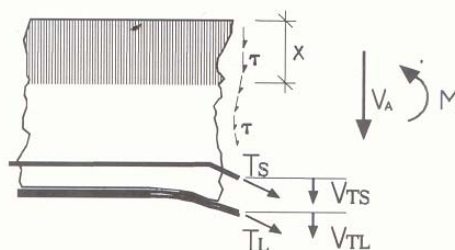


Figura 8 Cortante crítico de deslaminación.

Los coeficientes de minoración, en este caso, son mucho mayores que los empleados para el dimensionamiento a flexión, debido a la falta de deformación plástica de la lámina de material compuesto, la variabilidad del sistema de ejecución, el limitado número de ensayos disponibles, etc. Como ejemplo, la normativa suiza SIA emplea un factor de minoración de 1.2 en el caso de dimensionamiento a flexión y de 1.7 para el dimensionamiento por deslaminación.

4.3 Dimensionamiento del anclaje

En estructuras reforzadas mediante láminas adheridas, se debe prestar especial atención a las tensiones rasantes en la interfaz hormigón – material compuesto y en los extremos de las láminas.

Las características adherentes de estos refuerzos dependen de numerosos factores: tamaño y tipo del refuerzo, condiciones del sustrato, coeficiente de Poisson, resistencia y confinamiento del hormigón, tipo de carga, efectos dependientes del tiempo, cantidad de recubrimiento, preparación del sustrato, tipo y volumen de la fibra y de la matriz, etc. Debido a esta enorme variabilidad, no existen criterios de diseño generales, por lo que se precisa un estudio particular de cada refuerzo, contrastando con los resultados experimentales aplicables a cada caso.

En diversos ejemplos presentados en el apartado 6 se realizaron análisis por elementos finitos en régimen de tensión plana en las vigas reforzadas para estimar la longitud mínima de transferencia de rasantes desde las láminas de materiales compuestos hasta la superficie del hormigón, con objeto de no superar las tensiones rasantes admisibles (la distribución tipo de esfuerzos cortante en la interfaz hormigón – laminado se detalla en la figura 9, fallando el anclaje cuando la tensión rasante, τ , transmitida al sustrato supera el valor admisible, $\tau_{c,adm}$). El modelo constitutivo empleado en el material compuesto fue elástico lineal y en el adhesivo un modelo de daño isotrópico escalar para poder representar el comportamiento de unión dúctil existente entre el laminado compuesto y el hormigón(14), (15), (16) y (17).

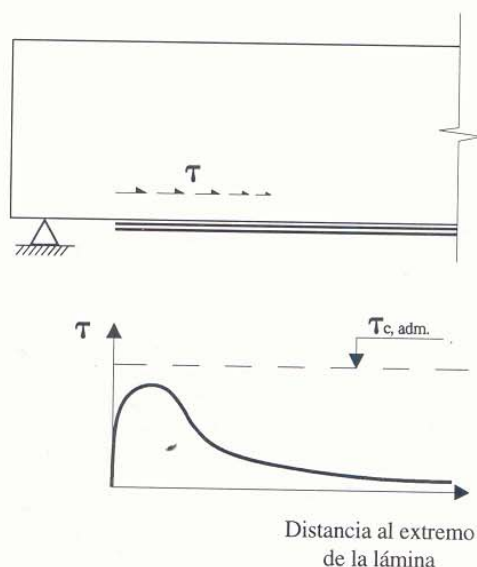


Figura 9 Distribución de esfuerzos rasantes en la interfaz hormigón – laminado a lo largo de la viga.

En los laboratorios EMPA se ha investigado y ensayado el anclaje de láminas CFRP. Si bien las reglas de diseño prácticas no están disponibles en el momento presente, se recomienda la aplicación de las normas alemanas aprobadas para el cálculo de láminas metálicas como criterio conservador (basadas en investigaciones de Ramich). En dicha formulación, adaptada a las láminas CFRP, se tienen en cuenta las propiedades mecánicas del laminado, el módulo de corte del adhesivo (factores, ambos, importantes en la capacidad de transferencia de cargas desde el laminado al sustrato de hormigón), etc. A continuación se expone la expresión de la longitud de anclaje mencionada (18):

$$l_b = \frac{(\gamma_R Z_{L,d})^2}{b_L^2 \kappa t_e \tau_k} \geq 500 \text{ mm} \quad \text{con } \gamma_R Z_{L,d} \leq f_{L,d} A_L$$

donde:

l_b :	longitud de anclaje
γ_R :	coeficiente de seguridad (1.2)
b_L :	ancho de la lámina
κ :	tensión de referencia
$Z_{L,d}$:	fuerza a anclar en la sección de máximo momento
t_e :	ancho de una lámina de acero equivalente
τ_k :	tensión adherente última, según ensayos

4.4 Dimensionamiento a cortante

El diseño de refuerzos a cortante se realizará por analogía al del cálculo de hormigón armado.

Ante una insuficiencia de armadura de esfuerzo cortante en la estructura existente, incrementos de sobrecargas, cambios de uso, etc. se pueden emplear materiales compuestos tanto tipo roving como tejido (figura 10); garantizando en todo momento su anclaje y verificando que las tensiones rasantes transmitidas al hormigón sean inferiores a los valores admisibles.

Existen diversas formulaciones concretas para cada tipo de material ensayado, pudiendo aplicar las recomendaciones francesas para los tejidos de carbono con resina epoxídica, las suizas para tejidos similares, tanto de carbono como de vidrio, las japonesas y canadienses (19).



Figura 10 Aplicación de materiales compuestos, tipo roving, como refuerzo a cortante en puentes, Colombia.

4.5 Verificación de estados límites de servicio

Los Estados Límites de Servicio de elementos estructurales reforzados mediante materiales compuestos se describen en términos de limitaciones de flecha y de anchura de fisura.

Existen numerosas formulaciones empíricas presentes en la literatura para determinar el ancho de fisura máximo y la rigidez de este tipo de estructuras, dependiendo de numerosos parámetros: módulo de deformación del material compuesto, su sección y espesor, tipo y espesor de resina empleada en la interfaz, etc.

Un criterio sencillo y conservador para verificar los Estados Límites de Servicio sería la aplicación de los criterios usualmente aceptados para el hormigón armado (los mecanismos adherentes que se desarrollan entre el acero interior y el hormigón son menos eficaces que los experimentados en los refuerzos mediante laminados compuestos, observándose en los últimos una fisuración más distribuida y de menor ancho).

5 EJECUCIÓN DE REFUERZOS CON MATERIALES COMPUESTOS

5.1 Preparación del sustrato de hormigón

El sustrato que recibirá las láminas de materiales compuestos debe responder a determinados criterios de recepción geométricas, mecánicas y físico – químicas.

Con objeto de soportar los esfuerzos rasantes transmitidos al sustrato a través de la interfaz hormigón – laminado compuesto, se recomiendan sustratos de hormigón con resistencia rasante admisible de 1.5 MPa (o en su defecto, hormigones con $f_{ck} > 20$ MPa).

Los sustratos deben estar limpios de todo producto que pueda afectar a la buena adherencia del material compuesto: pintura, grasa, agentes desencofrantes, cuerpos de tipo orgánico o vegetal. Para el caso concreto de los tejidos de fibra de carbono (tipo TFC, etc.), su escasa sensibilidad a la humedad permite que los sustratos se presenten ligeramente húmedos.

5.2 Ejecución de laminados tipo roving

Preparada la superficie del sustrato, se procede a aplicar un adhesivo adecuado y compatible con las láminas empleadas sobre la zona de hormigón que las recibirá, con un espesor de 1 mm, mediante espátulas. Para la colocación del mismo se deben respetar todas las indicaciones específicas que el fabricante del adhesivo exponga.

Seguidamente, se colocan las láminas sobre una mesa o tabla y se limpian de todo tipo de partículas y suciedades, aplicando el mismo adhesivo anterior sobre las láminas mediante espátula con un espesor de 1 – 2 mm.

Dentro del tiempo abierto del adhesivo, según la temperatura, se colocan las láminas sobre la superficie de hormigón. Utilizando un rodillo, se presiona la lámina contra el adhesivo hasta que éste rebose por ambos lados de la lámina, eliminando las partes sobrantes.

Por criterios estéticos (las láminas compuestas con fibras de carbono se presentan en color negro) se pueden pintar las láminas del color adecuado para hacer menos llamativa su presencia.

La ejecución de este tipo de refuerzos se puede apreciar en las figuras 11 a 14.

Es importante resaltar que el plazo de tiempo empleado en todo este proceso descrito no supera las dos-tres horas, por lo que lo convierte en un sistema de refuerzo conveniente donde se produzcan interrupciones de tráfico.

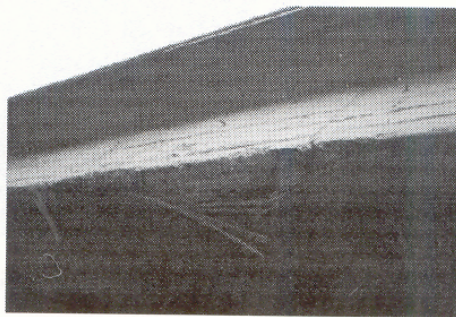


Figura 11 Viga de borde impactada, antes de reparar. Puente del Dragó, Barcelona.



Figura 12 Impregnación con resina de las láminas compuestas antes de su colocación, puente nº 6 del Enlace del Escorial, Madrid.



Figura 13 Colocación de las láminas sobre la estructura, puente del Dragó, Barcelona.

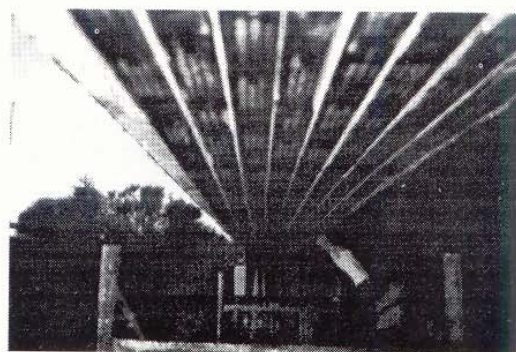


Figura 14 Eliminación del excedente de resina, puente nº 5 del Enlace del Escorial, Madrid.

5.3 Ejecución de laminados en forma de tejidos (tipo TFC)

La ejecución de este tipo de refuerzos consta de la aplicación de una primera capa de resina epoxídica con medios que permitan la penetración de la misma a través de las irregularidades del sustrato, asegurando así una buena impregnación.

El tejido de fibras de carbono debe aplicarse sobre la capa de resina humedecida, extendiéndose de un extremo al otro, verificando que no existan pliegues ni que aparezca excesivamente estirada. Posteriormente se presiona sobre la resina, permitiendo que la resina impregne el tejido y la eliminación de eventuales burbujas de aire, mediante un rodillo.

Después de colocar el tejido se extiende una nueva capa de resina (llamada capa de cierre), aportando material epoxídico que permita impregnar el tejido. Esta capa debe aplicarse inmediatamente después de la colocación del tejido (en ningún caso, después de la polimerización de la resina). No es determinante que el espesor de la capa de cierre sea estrictamente uniforme, pues no afecta a la resistencia del refuerzo.

6 REALIZACIONES

A continuación se describen diversas estructuras reforzadas con laminados de materiales compuestos con fibra de carbono y resina epoxídica, tanto en España como en Latinoamérica.

6.1 Puente del Dragó, Barcelona

El puente del Dragó, situado en la Avenida de Meridiana sobre el Paseo de Valldaura, Barcelona, (una de las vías de acceso más importantes a Barcelona desde el norte) recibió el impacto de un vehículo (diciembre, 1.995) en su viga de borde del tablero lado montaña - Tarragona, provocado por un gálibo insuficiente.

El puente está constituido por dos tableros de vigas de canto constante. El esquema estático longitudinal de las estructuras se corresponde con el de un tablero continuo biapoyado, con dos tramos de luz aproximadamente igual (unos 12 m). Las 15 vigas que conforman el tablero son de hormigón armado y sección transversal rectangular, conectadas por un forjado de compresión de 20 cm de espesor y mediante traviesas a tercio de la luz.

Como consecuencia del accidente, la totalidad de la armadura resistente a flexión longitudinal (6 barras de acero corrugado de ϕ 25 mm) de la sección centro de vano resultó seccionada (figura 11). Por razones de seguridad estructural y de adecuado comportamiento en servicio, el puente debía ser reforzado con urgencia.

Una vez realizado el análisis estructural del tablero accidentado se pudieron determinar los esfuerzos de cálculo en la viga de borde dañada, constatándose que con la nueva distribución de esfuerzos (provocada por la pérdida de rigidez de la viga extrema) no se requería el refuerzo de vigas adyacentes. Se presentaron diversas alternativas de refuerzo al Ayuntamiento de Barcelona, Administración responsable de la gestión del puente del Dragó. Entre las diversas opciones encontramos: refuerzo mediante recrecio transversal de hormigón en la viga de borde, reponiendo el acero con barras de acero corrugado o con acero de pretensar; refuerzo mediante chapa de acero encolada con resina epoxídica en la zona inferior de la viga; refuerzo mediante láminas de materiales compuestos con fibra de carbono en la zona inferior de la viga.

Debido a los mayores plazos de ejecución y medios auxiliares requeridos en las dos primeras opciones, el Ayuntamiento de Barcelona determinó la opción del refuerzo con materiales compuestos como la adecuada para la reparación de la estructura.

El material compuesto empleado fue el constituido por fibras de carbono (tipo C, Toray T 700) y resina epoxídica. Las características del mismo son las siguientes (referidas a la dirección longitudinal de la fibra):

- Resistencia a tracción: 24.000 Kp/cm².
- Módulo de deformación: 1.500.000 Kp/cm².
- Deformación última: 1.4 %.
- Contenido volumétrico de fibra: 60 %.
- Densidad: 1.6 Kp/cm³.
- Resistencia a la temperatura: > 500 °C.

El diagrama momento - curvatura de la sección crítica de la viga reforzada mediante fibras de carbono se puede apreciar en la figura 4. Se emplearon láminas con un ancho total de 240 mm. y un espesor de 1.2 mm. El tipo de lámina de material compuesto empleado se puede apreciar en la figura 2. El espesor de la resina adherente fue de 1 mm.

En la figura 15 se puede apreciar una descripción del refuerzo proyectado para el puente del Dragó y en la figura 16 la situación final de dicha estructura, una vez llevado a cabo el refuerzo.

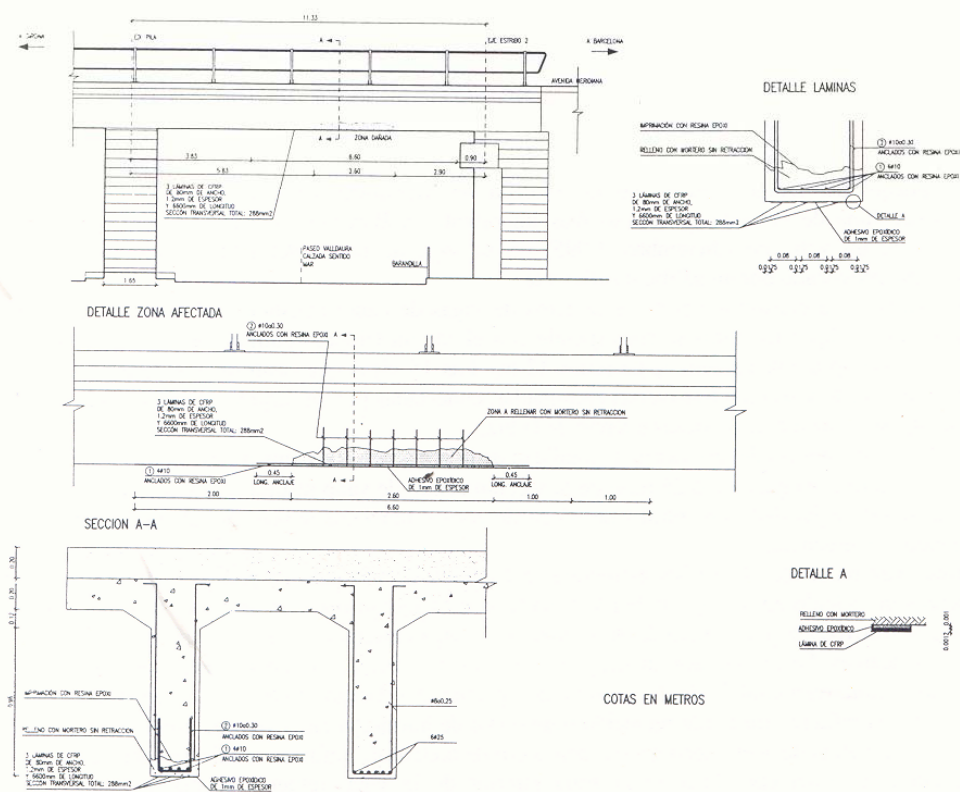


Figura 15 Reparación Puente del Dragó. Alzado y secciones.

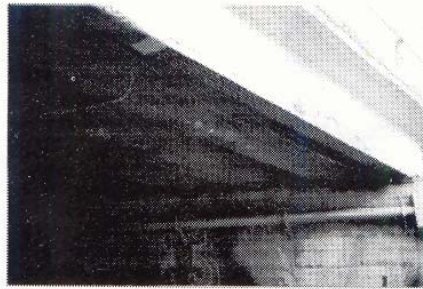


Figura 16 Vista del puente del Dragó, una vez finalizados los trabajos de refuerzo.

6.2 Puentes nº 5 y 6 del Enlace del Escorial, Madrid

Las estructuras nº 5 y nº 6 del Enlace del Escorial se encuentran en el tramo “Villalba – Caloco” de la Autopista A6, en Madrid, sufriendo ambas impactos de vehículos, provocados por gálibos muy estrictos, en 1.997.

- Estructura nº 5
Consta de dos tableros independientes, uno por cada sentido de circulación, bajo el tronco de la A6. Cada uno de los tableros presentan tres vanos isostáticos de unos 12.4 m de luz y 15.7 m de ancho, formados por ocho vigas de hormigón pretensado enlazadas por un forjado superior de hormigón armado de 22 cm.
El impacto del vehículo se produjo en el tramo central del tablero que soporta los carriles de la A6, concretamente en la viga de borde de la margen izquierda. La viga impactada, junto con su viga adyacente, presentaban un canto de 0.83 m.
Los desperfectos producidos fueron: hormigón del ala inferior y del alma de la viga deteriorados, pérdida de acero de pretensado (aproximadamente un 80 % del pretensado inicial) y de armadura pasiva y revirado del alma de la viga (figura 17).
- Estructura nº 6
La estructura consta de dos puentes tableros, uno para cada sentido de circulación, constituido cada uno de ellos por tres vanos isostáticos de unos 14 m de luz.
La viga impactada fue la viga de borde del tramo central, formado por 12 vigas de hormigón pretensado, de 0.8 m de canto, enlazadas por un forjado superior de hormigón armado de 22 cm.
Los daños causados fueron similares a los de la estructura nº 5: pérdida de acero de pretensado y armadura pasiva, hormigón totalmente deteriorado en ala inferior y fisuración en zona superior del alma (figura 18).

Debido al tráfico intenso que circunda la zona, se adoptó la solución de refuerzo con materiales compuestos, gracias a la rapidez de la ejecución del mismo.

Las reparaciones, restituciones y refuerzos propuestos se exponen a continuación: restitución del hormigón en todas aquellas zonas deterioradas por los impactos, sellado de todas las fisuras producidas, recrecio lateral de hormigón en ambos lados de las vigas de borde impactadas con objeto de garantizar un comportamiento monolítico de la viga e incremento de la capacidad portante de las vigas mediante un refuerzo constituido con láminas de material compuesto con fibra de carbono. El tipo de material empleado fue el mismo que el utilizado en el puente del Dragó.



Figura 17 Deterioros en viga de borde impactada, puente n° 5 del Enlace del Escorial, Madrid.



Figura 18 Deterioros en viga de borde impactada, puente n° 6 del Enlace del Escorial, Madrid.

6.3 Realizaciones en Latinoamérica

- Puente El Consuelo, Colombia**
 Puente de hormigón armado de una sola luz de 28 m. Consta de un tablero de 4.6 m de ancho y de dos vigas de altura 2.04 m (incluida la losa), con un ancho de alma de 0.32 m. Debido a las exploraciones petrolíferas que se están realizando por la zona, se requería movilizar sobre la estructura un taladro de perforación de 40 toneladas, por lo que se reforzaron ambas vigas a flexión con láminas de fibra de carbono, tipo roving, de 10 cm de ancho y 1.2 mm de espesor. La estructura se puede apreciar en la figura 19, donde se observa la ligereza de los medios auxiliares empleados para la ejecución del refuerzo.
- Puente El Can, Colombia**
 Puente de dos tramos de luces desiguales con 7 vigas simplemente apoyadas en pila central, la cual consta de 8 columnas unidas en su parte superior por una viga cabezal. La vía se encuentra localizada en zona de explotación minera con tráfico pesado de camiones. Fue necesario reforzar los voladizos de las vigas cabezales en tres puentes de las mismas características situados en la misma vía (figura 20), mediante láminas de material compuesto de fibra de carbono, tipo roving, de 5 cm de ancho y 1.2 mm de espesor.

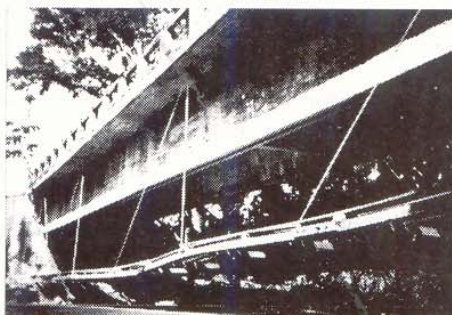


Figura 19 Puente El Consuelo, Colombia.

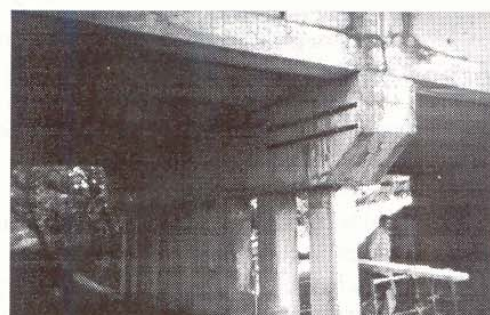


Figura 20 Puente El Can, Colombia.

- **Puente Cocorná, Colombia**
Puente de planta curva constituido por tramos rectos isostáticos. El tramo central está formado por vigas de hormigón pretensado apoyadas en dos voladizos a través de ménsulas. Los voladizos y los tramos compesatorios presentan una sección viga cajón, mostrando una fisuración inclinada de aproximadamente 45° , prolongándose hasta la losa del tablero. Se realizó un refuerzo a cortante mediante láminas de material compuesto de fibra de carbono, tipo roving, de 2.5 m de longitud, separadas 90 cm y orientadas perpendicularmente a la dirección de las fisuras (figura 10).

7 CONCLUSIONES

Con todo lo expresado anteriormente sobre la aplicación de materiales compuestos en el refuerzo de estructuras, podemos concluir con los siguientes puntos:

- El rango de aplicación del sistema de refuerzo mediante materiales compuestos es muy amplio, pudiéndose llevar a cabo no sólo donde los requerimientos de altas prestaciones y/o la maniobrabilidad y rapidez de la ejecución constituyan un punto importante, sino, también, donde el planteamiento sea estrictamente económico, gracias al ahorro que se obtiene por la utilización de medios auxiliares ligeros con plazos de ejecución mínimos (del orden de hasta un 25% frente a otras alternativas de refuerzo más convencionales). La reducción importante de los plazos de ejecución le convierte en un sistema de refuerzo muy adecuado donde se produzcan interrupciones de tráfico, etc.
- A pesar del comportamiento constitutivo completamente elástico lineal de los materiales compuestos, puede obtenerse una respuesta seccional de la estructura (hormigón + refuerzo) dúctil si se diseña adecuadamente el refuerzo, permitiendo la plastificación del acero de armar antes de que el refuerzo alcance su deformación última.
- En la fiabilidad de una estructura reforzada con materiales compuestos influye sobremanera el tipo de material compuesto, la sollicitación de trabajo, condiciones ambientales, etc., por lo que resulta compleja la extrapolación de los criterios de diseño y de los diferentes coeficientes de seguridad para los diferentes materiales compuestos, requiriéndose un estudio particular para cada material y aplicación del mismo.

8 AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente artículo agradecen a José M^a Morera y Félix Álvarez, de Iberpistas, su colaboración al permitir la publicación de los trabajos llevados a cabo en las estructuras del Enlace del Escorial, Madrid, y al Ayuntamiento de Barcelona, Unidad de Viabilidad, por el puente del Dragó.

Expresar nuestro agradecimiento a Jorge Zambrano, Sika Andina, Colombia, por el material fotográfico enviado sobre los puentes reforzados en Colombia y Perú.

Agradecer a Sika España por toda la información recibida sobre diversos materiales compuestos de aplicación en ingeniería civil y por los resultados de los ensayos experimentales llevados a cabo sobre los mismos en los laboratorios suizos EMPA.

A Freyssinet, por la documentación técnica enviada sobre su sistema de refuerzo mediante tejidos con materiales compuestos con fibra de carbono.

9 REFERENCIAS

- 1) MEIER, U. "Rehabilitation and retrofitting of existing structures through external bonding of thin carbon fibre sheets". Bridge Assessment Management and Design. B.I.G. Barr, H.R. Evans, J.E. Harding (editors). 1.994, Elsevier Science B.V.
- 2) MIRAVETE, A. "Los nuevos materiales en la construcción". Centro Politécnico Superior Universidad de Zaragoza.
- 3) RITCHIE, P. A. et al. "External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics". ACI Structural Journal, Vol. 88, No 4, pp. 490-500.
- 4) TRIANTAFILLOU, T. C. et al. "Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets". ACI Structural Journal, Vol. 89, No 3, pp. 235-244.
- 5) GERRITSE, A. "Prestressing with Arapree: the artificial tendon". Symposium on New Materials for Prestressing and Reinforcement of Heavy Structures; Paris, October 25-26, 1.998.
- 6) MEIER, U. et al. "Strengthening of structures with CFRP laminates: Research and applications in Switzerland". Advanced composite materials in bridges and structures, 1st International Conference, Shebrooke, Canada, 1.992.
- 7) KAISER. "Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen". Dissertation. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Diss. ETH Nr. 8918, 1.989.
- 8) DEURING, M. "Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen". Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research EMPA. EMPA – report Nr. 224, 1.993.
- 9) MAISSEN. "Vorgespannter Beton – Spannglieder aus kohlenstoffaserverstärktem Kunststoff im Vergleich mit Stahllitzen". Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research EMPA. EMPA – report Nr. 233, 1.995.
- 10) RANISCH. "Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton geklebte Bewehrung". Institute for construction materials, massive type of construction and fire protection, Technical University Braunschweig, Issue 54, 1.982.
- 11) SCHWEGLER. "Verstärken von Mauerwerk mit Hochleistungsfaserverbund-Werkstoffen". Dissertation. Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research EMPA. EMPA – report Nr. 229, 1.994.
- 12) SIA, EMPA. "Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen". SIA, Zurich. Documentation SIA D 0128, 1.995.
- 13) SIA, GEP, ASIC. SIA magazine, issue 44, october 24, 1.996. Verlags-AG der akademischen technischen Vereine.
- 14) OLIVER, J. "Modelling strong discontinuities in solid mechanics via strain softening constitutive equation. Part 1: fundamentals". International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 39, pp. 3575-3600, 1.996.

- 15) OLIVER, J. "*Modelling strong discontinuities in solid mechanics via strain softening constitutive equation. Part 2: numerical simulation*". International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 39, pp. 3601-3623, 1.996.
- 16) OLIVER, J. "*Métodos Numéricos en la Mecánica del Sólido No Lineal*". Curso del Programa de Doctorado: Análisis Estructural, UPC, 1.995.
- 17) Del RÍO, A. & ORTÍZ, J. "*Un modelo para el análisis de la transferencia tangencial de esfuerzos en vigas de hormigón armado reforzadas mediante bandas de acero encoladas*". Revista Hormigón y Acero, nº 172.
- 18) SCHWEGLER, G. Sika internal report, Zurich, 1.997.
- 19) "*Renforcement du beton par collage de tissu de fibres de carbone. Procédé TFC*". Cashier des clauses techniques, France, 1.997.

OBJETIVOS DE LA REVISTA

Es deseo de los editores publicar en esta revista trabajos destacados en el campo de la ingeniería de estructuras desarrollados en el ámbito hispanoamericano. En particular se pretende estimular la publicación de artículos sobre la aplicación de técnicas avanzadas en este campo, como, por ejemplo, el diseño sísmico mediante sistemas de aislamiento de base, disipadores o sistemas de control activo, la modelación de las acciones excepcionales, la evaluación de la seguridad de las estructuras sometidas a tales acciones, identificación de sistemas, etc. Otros temas a los que los editores darán prioridad son la consideración de incertidumbres en los modelos estructurales, problemas de interacción suelo-estructura, resultados de investigaciones experimentales, estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico, etc. Sin embargo, los autores pueden sentirse libres para enviar cualquier trabajo de investigación que consideren como un aporte de interés en el campo.

NORMAS PARA LOS AUTORES

1. El manuscrito de los artículos debe estar escrito en español y enviarse a uno de los editores.
2. Se proporcionarán a los autores quince copias de cada artículo sin ningún sobrecargo.
3. Los manuscritos deberán enviarse por triplicado, juntamente con los originales de gráficas y fotografías.
4. El título debe ser seguido por el nombre del (de los) autor(es), lugar de trabajo y dirección. Toda la correspondencia se remitirá al primer autor a menos que se indique lo contrario.
5. El artículo deberá ir precedido por un Sumario, con una extensión máxima de 150 palabras y por una versión en inglés del mismo (Abstract).
6. Todas las gráficas y/o fotografías deben ser de buena calidad y deberán identificarse claramente, escribiendo a lápiz por detrás el nombre del autor y el número de orden dentro del artículo. Deben enviarse originales (no fotocopias) de las figuras, los cuales tendrán aproximadamente dos veces el tamaño definitivo. El texto de las figuras debe ser suficientemente claro, de forma que permita ser reducido en la misma proporción.
7. Es responsabilidad del autor el obtener permiso para utilizar material que haya aparecido en otra publicación.
8. Las tablas deberán numerarse consecutivamente y tendrán la correspondiente cabecera.
9. Las referencias deben incluirse en el texto por nombre de los autores y año de aparición. Se agruparán todas al final del artículo según el orden alfabético de los autores, en la siguiente forma:

Bozzo, L. M. y Mahin, S. (1990). "Design of Frictional Base Isolation Systems", *4th US National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, 549-557.

Kelly, J. M. (1993). *Earthquake-resistant design with rubber*, Springer-Verlag, London.

Mokha, A. S., Constantinou, M. C. y Reinhorn, A. M. (1988). *Teflon Bearings in Aseismic Base Isolation: Experimental Studies and Mathematical Modeling*, Report NCEER-88-0038, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.

Wen, Y. K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 102, 249-263.
10. Se recomienda definir los símbolos a medida que aparezcan en el texto, aunque puede incluirse una lista de símbolos en un Apéndice.
11. No se devolverán los manuscritos o figuras a los autores, a menos que se solicite dicha devolución cuando se remita el manuscrito por primera vez.
12. Los comentarios sobre artículos publicados pueden enviarse a la sección de "Cartas al Editor" (máximo 500 palabras por artículo). Se recibirán, asimismo, con agrado, comentarios relativos a publicaciones recientes e información sobre cursos y congresos.
13. Los artículos de menos de seis páginas se clasificarán como "Comunicaciones breves". Estos artículos seguirán el proceso de revisión normal, pero tendrán prioridad para ser publicados.
14. Si los autores desean enviar los artículos en T_EX, preparados para su publicación directa (camera-ready), deberán solicitar los macros correspondientes a los editores. En este caso será posible acelerar su publicación. En caso contrario, se aconseja enviar el artículo escrito mediante editores de texto tales como Word o WordPerfect e igualmente enviar un diskette con el texto del artículo en formato ASCII.

Revista Internacional de

Ingeniería de estructuras

Sumario

Volumen 3, número 1, 1998

Comportamiento sísmico de puentes regulares <i>Esperanza Maldonado, Joan Ramon Casas y José Antonio Canas</i>	1
Un modelo constitutivo elastoplástico acoplado con daño mecánico e higrométrico. Aplicación a pavimentos flexibles <i>Eduardo Car, Sergio Oller y Eugenio Oñate</i>	19
Simulación de procesos de deterioro y refuerzo de estructuras de hormigón mediante modelos de análisis no lineal en el tiempo <i>Antonio R. Marí Bernat</i>	39
Estimación y aplicación de un modelo estocástico de la acción sísmica <i>Jorge E. Hurtado</i>	57
Los materiales compuestos en el refuerzo de puentes <i>M^a Dolores G. Pulido y Juan Sobrino</i>	75

Revista semestral de la Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador

ISSN 1390-0315
©1996 ESPE, Quito, Ecuador